

REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA
REGIONE AUTÒNOMA DE SARDIGNA

Ente Acque della Sardegna

PROGETTO DEFINITIVO ESECUTIVO
Ripristino dello scarico di fondo
della Diga di Monte Pranu
in comune di Tratalias

Cod: RLT03

Rev: 5

Data: marzo 2019

RELAZIONE STATICA

Progettazione

Ing. Giovanni Turi



Coordinamento della Sicurezza

Ing. Giovanni Turi

Rilievi

Geom. Alessandro Sulas

Resp. Unico del Procedimento

Ing. Stefania Todde

Direttore del Servizio

Ing. Antonio Loche

Direttore Generale

Ing. Franco Ollargiu

INDICE

1. INTRODUZIONE	pag.	3
1.1 SCOPO E CONTENUTO	pag.	3
1.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	pag.	3
1.2.1 Normativa tecnica	pag.	3
1.2.2 Documenti di progetto	pag.	3
1.2.2 Bibliografia tecnica	pag.	3
2. DATI ED IPOTESI DI BASE	pag.	5
2.1 MATERIALI DA COSTRUZIONE	pag.	5
2.1.1 Acciaio per carpenteria metallica	pag.	5
2.1.2 Barre filettate e bulloni	pag.	5
2.1.3 Calcestruzzo per i nuovi getti	pag.	5
2.1.4 Calcestruzzo esistente	pag.	5
2.1.5 Acciaio per armatura	pag.	6
2.2 ANALISI DI SICUREZZA	pag.	6
3. TURA	pag.	8
3.1 GENERALITÀ	pag.	8
3.2 VERIFICHE DI RESISTENZA	pag.	8
3.2.1 Risoluzione della struttura	pag.	8
3.2.2 Verifiche del mantello e degli irrigidimenti	pag.	8
3.2.3 Verifiche degli ancoraggi	pag.	9
3.3 VERIFICA DI STABILITÀ	pag.	11
3.3.1 Generalità	pag.	11
3.3.2 Caratteristiche geometriche e meccaniche	pag.	11
3.3.3 Imbozzamento locale del pannello	pag.	11
3.3.4 Irrigidimenti circonferenziali	pag.	13
3.3.5 Irrigidimenti longitudinali	pag.	13
4. FONDELLO	pag.	26
4.1 GENERALITÀ	pag.	26
4.2 VERIFICA DI RESISTENZA	pag.	26
4.2.1 Risoluzione della struttura	pag.	26
4.2.2 Piastra circolare	pag.	26
4.2.3 Irrigidimenti	pag.	27
5. PANCONI	pag.	32
5.1 GENERALITÀ	pag.	32
5.2 IRRIGIDIMENTI	pag.	32
5.3 MANTELLO	pag.	33
5.4 ANCORAGGI	pag.	33
5.4.1 Generalità	pag.	33
5.4.2 Verifica a taglio delle barre	pag.	33
5.4.3 Verifica a rifollamento della piastra	pag.	34
5.4.4 Verifica a strappo del calcestruzzo	pag.	34
6. IMPALCATURA DI SOSTEGNO DEL SOLETTONE	pag.	36
6.1 GENERALITÀ	pag.	36
6.2 PUNTELLI TELESOPICI	pag.	36
6.3 TRAVI IN LEGNO LAMELLARE	pag.	37
7. CONDOTTA	pag.	38
7.1 GENERALITÀ	pag.	38
7.2 VERIFICA DI RESISTENZA	pag.	38
7.3 VERIFICA DI STABILITÀ	pag.	38
8. RICOSTITUZIONE DEL PAVIMENTO DEL CUNICOLO	pag.	40
8.1 GENERALITÀ	pag.	40
8.2 VERIFICA DI RESISTENZA	pag.	40

9. RICOSTITUZIONE DEL BLOCCO DI COPERTURA DEL DISSIPATORE	pag. 43
9.1 GENERALITÀ	pag. 43
9.2 VERIFICA DI RESISTENZA	pag. 43
10. PARATOIA	pag. 44
10.1 GENERALITÀ	pag. 44
10.2 DIAFRAMMA	pag. 44
10.2.1 Verifica di resistenza	pag. 44
10.2.2 Verifica di deformazione	pag. 45
10.3 CONTATTO PARATOIA-CALCESTRUZZO	pag. 45
10.4 CILINDRO OLEODINAMICO	pag. 46
11. SCALA	pag. 48
11.1 GENERALITÀ	pag. 48
11.2 ANALISI DEI CARICHI	pag. 48
11.3 RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA	pag. 48
11.4 VERIFICHE DELLE MEMBRATURE	pag. 49
11.4.1 Verifica a taglio	pag. 49
11.4.2 Verifica a pressoflessione biassiale	pag. 49
11.4.3 Verifica di stabilità	pag. 50
11.4.4 Verifica di deformazione	pag. 50
11.5 VERIFICHE DEI COLLEGAMENTI	pag. 51
11.5.1 Generalità	pag. 51
11.5.2 Determinazione delle resistenze di progetto	pag. 51
11.5.3 Verifica di resistenza	pag. 51

1. INTRODUZIONE

1.1 SCOPO E CONTENUTO

La presente relazione riporta i calcoli strutturali del progetto definitivo-esecutivo per la sistemazione ed il ripristino dello scarico di fondo della diga di Monte Pranu in comune di Tratalias.

La trattazione dei singoli argomenti è preceduta da una parte generale contenente:

- elenco dei documenti di riferimento (normativa, documenti di progetto, bibliografia tecnica);
- dati ed ipotesi di base.

La presente edizione contiene gli aggiornamenti derivanti dalle prescrizioni contenute nella nota di approvazione del progetto da parte del 'U.T.D. di Cagliari (nota U.0026059.07 del 7.11.2018.

1.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

1.2.1 Normativa tecnica

Il progetto è stato eseguito in conformità della seguente normativa tecnica:

- 1.2.1.1 D.M.17.1.2018 - Norme tecniche per le costruzioni
- 1.2.1.2 Circ. Cons.Sup.LL.PP. 26.2.2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.1.2008
- 1.2.1.3 UNI EN 13791:2008 - Valutazione della resistenza a compressione in sito nelle strutture e nei componenti prefabbricati di calcestruzzo
- 1.2.1.4 D.M. 26.6.2014 - Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)
- 1.2.1.5 EOTA - European Organisation for Technical Approvals - Design of Bonded Anchors - Technical Report TR029 - 2007
- 1.2.1.6 ABS – American Bureau of Shipping – Guide for Buckling and Ultimate Strength Assessment for Offshore Structures - 2017
- 1.2.1.7 DNV - Det Norske Veritas - Recommended Practice RP-C202 – Buckling Strength of Shells - 2017
- 1.2.1.8 CNR 10027:1985 Strutture di acciaio per opere provvisorie: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione
- 1.2.1.9 UNI EN 1065:1999 - Puntelli telescopici regolabili di acciaio - Specifiche di prodotto, progettazione e verifica attraverso calcoli e prove
- 1.2.1.10 UNI EN 13377:2003 - Travi prefabbricate di legno per casseforme - Requisiti, classificazione e verifica
- 1.2.1.11 ACI – American Concrete Institute - ACI 318 - Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary - 2011
- 1.2.1.13 Technical Standard for Gates and Penstocks – Hydraulic Gate and Penstock Association - 1986
- 1.2.1.14 Indian Standard IS 5620 - Recommendation for Structural Design Criteria for Low Head Slide - 2015
- 1.2.1.15 DIN 19704-1 – Stahlwasserbauten-Teil 1: Berechnungsgrundlagen – Hydraulic steel structures – Part 1: Criteria for design and calculation] – DIN Deutsches Institut für Normung - 2014

1.2.2 Documenti di progetto

- 1.2.2.1 Relazione sulle indagini

1.2.3 Bibliografia tecnica

La bibliografia tecnica consultata è:

- 1.2.3.1 A.Masi, M.Vona - La stima della resistenza del calcestruzzo in situ: impostazione delle indagini ed elaborazione dei risultati - Progettazione sismica n.1 - 2009
- 1.2.3.2 SAP2000 – Linear and nonlinear static and dynamic analysis and design of three-dimensional structures - User's Manual – CSI – 2004
- 1.2.3.3 O.Belluzzi – Scienza delle costruzioni – Vol.I – Zanichelli - 1941
- 1.2.3.4 S.Jacobsen – Buckling of circular rings and cylindrical tubes restrained against radial displacement under external pressure – Water Power – 1974
- 1.2.3.5 S.Timoshenko, S.Woinowsky-Krieger – Theory of Plates and Shells - Mc Graw Hill - 1959
- 1.2.3.6 R.Bares – Calcolo di lastre e piastre – CLUP - 1986
- 1.2.3.7 I.Aydin, I.T.Telci, O.Dundar - Prediction of downpull on closing high head gates - Journal of Hydraulic Research Vol. 44, no. 6 - International Association of Hydraulic Engineering and Research - 2006

2. DATI ED IPOTESI DI BASE

2.1 MATERIALI DA COSTRUZIONE

2.1.1 Acciaio per carpenteria metallica

Per la carpenteria metallica è previsto l'impiego di acciaio tipo S355 UNI EN10025, con:

f_{yk} = resistenza caratteristica di snervamento = 3620 (kg/cm²)

da cui si ricava

f_{yd} = resistenza di progetto = f_{yk}/γ_M

applicando di volta in volta il coefficiente parziale di sicurezza per il materiale γ_M secondo il tipo di verifica:

$\gamma_M = \gamma_{M0}$ = coeff.parziale di sicurezza per verifica della capacità di resistenza = 1,05 (-)

$\gamma_M = \gamma_{M0}$ = coeff.parziale di sicurezza per verifica della stabilità = 1,05 (-)

Per la caratterizzazione della deformabilità si adottano:

E = modulo di elasticità = 2,1*10⁶ (kg/cm²)

ν = coefficiente di Poisson = 0,3 (-)

2.1.2 Barre filettate e bulloni

E' previsto l'impiego di barre filettate e bulloni di classe 8.8 UNI EN 20898-1, aventi:

f_{tbk} = resistenza caratteristica a rottura = 8150 (kg/cm²)

Per la verifica dei bulloni si applica

$\gamma_M = \gamma_{M2}$ = coeff.parziale di sicurezza = 1,25 (-)

2.1.3 Calcestruzzo per i nuovi getti

Per i nuovi getti (per la ricostituzione del pavimento del cunicolo, del blocco di copertura del dissipatore e della parete della camera di manovra) si prevede l'impiego di calcestruzzo Rck300 con:

R_{ck} = resistenza caratteristica cubica a 28 gg = 300 (kg/cm²)

2.1.4 Calcestruzzo esistente

Per il calcestruzzo sono disponibili i valori di resistenza a rottura determinati mediante prove di laboratorio su carote estratte dalle murature nel corso delle indagini in situ ed in laboratorio illustrata nell'elaborato di progetto del rif. 1.2.2.1.

Da tali indagini è stato possibile ricavare i valori di resistenza da utilizzare per le analisi di sicurezza, secondo le indicazioni della normativa del rif. 1.2.1.2.

A tale scopo occorre procedere a:

- trasformare i valori di resistenza a compressione determinati su carote non standard f_{car} in resistenze cilindriche f_c in ragione delle caratteristiche geometriche delle carote stesse;
- ricavare dalla famiglia di valori così il valore caratteristico f_{ck} .

Il primo passo viene effettuato secondo le indicazioni del rif. 1.2.3.1:

f_c = resistenza a compressione su campione cilindrico standard = $f_{car} C_{\phi/h} C_{\delta} C_d$

con: $C_{\phi/h}$ = coefficiente correttivo per rapporto diametro/altezza $\phi/h = \frac{2}{1,5+\phi/h}$

C_{ϕ} = coefficiente correttivo per il diametro

(pari a 1,06, 1,00 e 0,98 rispettivamente per ϕ a 50, 100 e 150 mm)

C_d = coefficiente correttivo per disturbo nel prelievo

(pari a 1,20 e a 1,10 rispettivamente per $f_{car} < 20$ N/mm² e $f_{car} > 20$ N/mm²)

Per il secondo passo si ricorre alle indicazioni del rif. 1.2.1.3 per serie di campioni inferiori a 15, assumendo il minore dei valori:

$f_{ck1} = f_{cmin} - k$

$$f_{ck2} = f_{cmed} + 4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

con k dipendente dalla numerosità dei campioni (5, 6, 7 rispettivamente per gruppi di campioni di 4-6, 7-9 e 10-14).

Dalla procedura risulta:

$$f_{ck} = \text{resistenza caratteristica cilindrica} = 16,7 \text{ (N/mm}^2\text{)} = 167 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

2.1.5 Acciaio per armatura

Per le armature è previsto l'impiego di acciaio tipo B450C, con:

$$f_{yk} = \text{tensione caratteristica di snervamento} = 4580 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Pertanto, in base alle prescrizioni della norma del rif. 1.2.1.1, le grandezze da impiegare per le verifiche della capacità di resistenza risultano:

$$\gamma_s = \text{coefficiente parziale di sicurezza per stato limite ultimo SLU} = 1,15 \text{ (-)}$$

e quindi:

$$f_{yd} = \text{resistenza di progetto per stato limite ultimo SLU} = f_{yk}/\gamma_s = 3913 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

2.2 ANALISI DI SICUREZZA

Nella massima parte l'analisi di sicurezza delle strutture è svolta secondo le disposizioni della normativa nazionale vigente (rifi. 1.2.1.1, 1.2.1.2, 1.2.1.4, 1.2.1.9, 1.2.1.10).

Per alcuni argomenti particolari, in assenza di normativa nazionale specifica, si è fatto ricorso a normative e raccomandazioni internazionali:

- EOTA - European Organisation for Technical Approvals (rif. 1.2.1.5), per gli ancoraggi;
- ABS – American Bureau of Shipping (rif. 1.2.1.5) e DNV - Det Norske Veritas (rif. 1.2.1.6), per la verifica dell'instabilità della tura;
- ACI – American Concrete Insitute (rif. 1.2.1.11), per la verifica della resistenza dei getti per il pavimento del cunicolo e del blocco di copertura del dissipatore;
- Japan Hydraulic and Penstock Association – American Concrete Insitute (rif. 1.2.1.13) e Indian Standard (rif. 1.2.1.14), per la verifica della deformazione limite della paratoia.

Per le diverse verifiche sono stati pertanto adottati di volta in volta i coefficienti parziali di sicurezza indicati nelle diverse norme. Se ne dà un riepilogo nel seguente prospetto.

Struttura	Elemento strutturale	Verifica	Azioni		Materiale	
			Coeff. sic.	Fonte normativa	Coeff. sic.	Fonte normativa
Tura	mantello e irrigidimenti	resistenza	$\gamma_F=1,3$	NTC (rif. 1.2.1.1)	$\gamma_{M0}=1,05$	NTC (rif. 1.2.1.1)
		stabilità	$\gamma_F=1,3$		$\gamma(=1/\eta)=2,0$	ABS (rif. 1.2.1.6)
	barre e piastre ancoraggi	resistenza	$\gamma_F=1,3$		$\gamma_{M2}=1,25$	NTC (rif. 1.2.1.1)
	cls ancoraggi	resistenza	$\gamma_F=1,3$		$\gamma_{Mc}=1,5$	EOTA (rif. 1.2.1.5)
Fondello		resistenza	$\gamma_F=1,3$		$\gamma_{M0}=1,05$	NTC (rif. 1.2.1.1)
Pancone	mantello e irrigidimenti	resistenza	$\gamma_F=1,3$		$\gamma_{M0}=1,05$	NTC (rif. 1.2.1.1)
	barre e piastre ancoraggi	resistenza	$\gamma_F=1,3$		$\gamma_{M2}=1,25$	NTC (rif. 1.2.1.1)
	cls ancoraggi	resistenza	$\gamma_F=1,3$		$\gamma_{Mc}=1,5$	EOTA (rif. 1.2.1.5)
Sostegno blocco copertura dissipatore	puntelli telescopici	resistenza /stabilità	$\gamma_F=1,5$		$\gamma_M=1,10$	UNI (rif. 1.2.1.9)
	travi in legno lamellare	resistenza	$\gamma_F=1,5$		$\gamma_M=1,45$	UNI (rif. 1.2.1.9)
Condotta		resistenza	$\gamma_F=1,3$		$\gamma_{M0}=1,05$	NTC (rif. 1.2.1.1)
		stabilità	$\gamma_F=1,3$		$\gamma_{M0}=1,05$	NTC (rif. 1.2.1.1)
Pavimento cunicolo	armatura al taglio	resistenza	$\gamma_F=1,3$		$\gamma_M=1,15$	NTC (rif. 1.2.1.1)
Blocco cop. dissip.	armatura al taglio	resistenza	$\gamma_F=1,3$		$\gamma_M=1,15$	NTC (rif. 1.2.1.1)

Paratoia		resistenza	$\gamma_F=1,3$		$\gamma_M=1,05$	NTC (rif. 1.2.1.1)
Condotta		resistenza	$\gamma_F=1,3$		$\gamma_{M0}=1,05$	NTC (rif. 1.2.1.1)
		stabilità	$\gamma_F=1,3$		$\gamma_{M0}=1,05$	NTC (rif. 1.2.1.1)
Paratoia	diaframma	resistenza	$\gamma_F=1,3$		$\gamma_M=1,05$	NTC (rif. 1.2.1.1)
	contatto paratoia-cls	resistenza	$\gamma_F=1$		$\gamma_M=1,5$	NTC (rif. 1.2.1.1)
Scala	membrature	resistenza /stabilità	$\gamma_F=1,5$		$\gamma_M=1,05$	NTC (rif. 1.2.1.1)
		deformaz.	$\gamma_F=1$			NTC (rif. 1.2.1.1)
	piastre	resistenza	$\gamma_F=1,5$		$\gamma_M=1,25$	NTC (rif. 1.2.1.1)

3. TURA

3.1 GENERALITÀ

La tura, in lamiera metallica, è costituita da un mantello curvo di 1 cm di spessore (di raggio 106 cm ed apertura 120°) alto 3,3 m, chiuso da una copertura superiore di spessore 2 cm.

Il manufatto è fissato alla struttura in c.a. della torre lungo i bordi verticali, il bordo ad arco circolare inferiore e quello rettilineo della copertura.

Due irrigidimenti orizzontali circonferenziali ed uno verticale rettilineo – tutti di spessore 2 cm - dividono il mantello in sei pannelli.

La geometria della tura è descritta in dettaglio nel disegno di progetto.

Per la tura vengono effettuate le verifiche di resistenza e di stabilità.

3.2 VERIFICHE DI RESISTENZA

3.2.1 Risoluzione della struttura

La struttura viene risolta attraverso l'impiego di un codice di calcolo agli elementi finiti basato sul metodo delle deformazioni in forma matriciale (rif. 1.2.3.2).

Essa viene discretizzata in elementi piastra per il mantello ed in elementi trave per gli irrigidimenti, come illustrato nella fig. 3.1.

La pressione idrostatica di progetto viene assunta con riferimento alla condizione di massimo invaso, caratterizzata da:

z_{mi} = quota d'invaso = 46,50 (m s.m.)

cosicché alla generica quota z risulta:

p_d = pressione idrostatica di progetto = $\gamma_w (z_{mi} - z) \cdot \gamma_F$ (t/m²)

essendo:

γ_w = peso specifico dell'acqua = 1,0 (t/m³)

γ_F = coefficiente parziale di sicurezza per i carichi = 1,3 (-)

La tab. 3.1 riporta i risultati per gli elementi piastra in termini di tensioni longitudinali, circonferenziali ed equivalenti.

La tab. 3.2 riporta i risultati per gli elementi trave in termini di sforzi normali.

La tab. 3.3 riporta le reazioni ai vincoli perimetrali.

La fig. 3.2 illustra graficamente la distribuzione delle tensioni equivalenti negli elementi piastra; da essa si può apprezzare che le zone più sollecitate sono per la copertura quelle a ridosso del bordo rettilineo e per il mantello verticale quelle in corrispondenza degli irrigidimenti longitudinali (sia centrale che laterali) a metà tra gli irrigidimenti circonferenziali.

3.2.2 Verifiche del mantello e degli irrigidimenti

Le verifiche di resistenza sono condotte con riferimento alle tensioni normali equivalenti σ_{eq} ai lembi delle sezioni, prodotte dalla pressione idrostatica agente sul mantello e sulla copertura della struttura.

Le tensioni principali σ_1 e σ_2 composte secondo il criterio di Hencky-Von Mises danno luogo alle tensioni equivalenti:

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2}$$

Ai fini della verifica, tali tensioni vengono confrontate con

f_{yd} = resistenza di progetto = $f_{yd}/\gamma_{M0} = 3620/1,05 = 3450$ (kg/cm²)

Dal loro esame si deduce che in tutti i punti della struttura il valore di progetto della tensione equivalente σ_{eq} (p_d) risulta inferiore a quello della resistenza; la verifica è pertanto soddisfatta.

3.2.3 Verifiche degli ancoraggi

3.2.3.1 Generalità

Gli ancoraggi che vincolano la struttura lungo il suo perimetro sono sollecitati al taglio dalle componenti tangenziali delle reazioni.

Vengono esaminati tre diversi meccanismi di collasso:

- rottura al taglio delle barre;
- rottura per rifollamento della piastra;
- rottura per strappo del calcestruzzo ("pryout").

Nella tab. 4.3 per ciascun vincolo sono riportate le tre componenti R'_x , R'_y e R'_z delle reazioni ai nodi e lo sforzo di taglio risultante nel piano di appoggio V'_{Ed} .

Dal suo esame si può constatare che i vincoli più sollecitati sono:

- per il bordo curvilineo alla base: i nodi 1 e 11 (esterni);
- per i bordi laterali: i nodi 34 e 44 (in corrispondenza dell'irrigidimento circonferenziale più basso);
- per il bordo rettilineo della copertura: il nodio 148 (in mezzeria).

3.2.3.2 Verifica a taglio delle barre

Le barre di ancoraggio sono sollecitate al taglio dalla risultante V'_{Ed} delle componenti delle reazioni giacenti nel piano di appoggio, rispettivamente R'_x , R'_y per i vincoli lungo il bordo curvilineo alla base e R'_y , R'_z per quelli laterali e lungo il bordo rettilineo della copertura (v. tab. 4.3).

Poiché l'interasse tra gli ancoraggi i_a non corrisponde alla distanza dei vincoli inserita nel modello di calcolo i_n , ed è differente lungo i diversi bordi, ai fini della verifica lo sforzo di taglio di progetto ai nodi V'_{Ed} deve essere trasformato in ragione del rapporto i_a/i_n :

$$V_{Ed} = \text{sforzo di taglio di progetto sulla barra} = V'_{Ed} \frac{i_a}{i_n}$$

Avendo le barre impiegate (M16):

$$A_{res} = \text{area resistente} = 1,57 \text{ (cm}^2\text{)}$$

si ha:

$$F_{vRd} = \text{resistenza a taglio di progetto} = \frac{0,6 f_{tb} A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 1,57 \cdot 8150}{1,25} = 6142 \text{ (kg)}$$

Dal confronto tra tale valore e quelli del taglio di progetto (v. tab. 3.4) si può constatare che la condizione di verifica $V_{Ed} \leq F_{vRd}$ è sempre soddisfatta.

3.2.3.3 Verifica a rifollamento della piastra

L'azione di rifollamento V_{ERd} , pari alla componente del taglio perpendicolare al bordo della piastra, rispettivamente R'_x per i vincoli lungo il bordo curvilineo alla base, R'_y per quelli laterali e R'_z per quelli lungo il bordo rettilineo della copertura) è riportata nella tab. 3.4 per gli ancoraggi più sollecitati.

Anche in questo caso – come per le barre – lo sforzo di taglio di progetto ai nodi R'_x , R'_y , R'_z deve essere trasformato in ragione del rapporto i_a/i_n .

Essendo:

$$d = \text{diametro nominale della barra} = 1,6 \text{ (cm)}$$

$$t = \text{spessore della piastra} = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$d_0 = \text{diametro nominale del foro} = 1,7 \text{ (cm)}$$

$$e_2 = \text{distanza tra centro foro e bordo piastra (1)} = 4,5 \text{ (cm)}$$

e detto, secondo la norma del rif. 1.2.1.1:

$$k = \text{coefficiente} = \min\left(\frac{2,8 e_2}{d_0}, 2,5\right) = \min\left(\frac{2,8 \cdot 4,5}{1,7}, 2,5\right) = 2,5 \text{ (-)}$$

(1) Nei tre diversi elementi e_2 vale 5,3 cm al bordo curvilineo alla base, 4,5 cm ai bordi laterali e 5,0 cm al bordo rettilineo della copertura; assumendo il valore minimo 4,5 il coefficiente k è comunque pari a 2,5.

risulta:

$$F_{bRd} = \text{resistenza a rifollamento di progetto} = \frac{k f_{tk} d t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 4380 \cdot 1,6 \cdot 2,0}{1,25} = 29780 \text{ (kg)}$$

Dal suo confronto con le azioni (v. tab. 3.4) si può constatare che la condizione di verifica $V_{ERd} \leq F_{bRd}$ è sempre soddisfatta.

3.2.3.4 Verifica a strappo del calcestruzzo

La verifica viene effettuata secondo l'impostazione indicata nel rif. 1.2.1.5.

Si fa riferimento alla fig. 3.3.

Detti:

$$h_{ef} = \text{profondità efficace dell'ancoraggio} = 30 \text{ (cm)}$$

$$i_{\perp} = \text{interasse tra gli ancoraggi in direzione perpendicolare all'allineamento degli ancoraggi}$$

$$i_{//} = \text{interasse tra gli ancoraggi lungo l'allineamento degli ancoraggi} = 19 \text{ (cm)}$$

perpendicolarmente all'allineamento dell'unica fila di barre la superficie di rottura può svilupparsi per intero, cosicché:

$$s_{c\perp} = \text{lato dell'impronta di rottura in direzione perpendicolare} = 3 h_{ef} = 3 \cdot 30 = 90 \text{ (cm)}$$

mentre parallelamente all'allineamento delle barre, per il ridotto interasse tra di esse $i_{//}$ ($i_{//} < 3h_{ef}$):

$$s_{c//} = \text{lato dell'impronta di rottura in direzione parallela} = i_{//} = 19 \text{ (cm)}$$

Dette inoltre:

$$A_{cN}^0 = \text{area della superficie di rottura ideale (distanza da bordi e da altri ancoraggi tale da consentire lo sviluppo dell'intera superficie di rottura senza interferenze)} = (3 h_{ef})^2 = (3 \cdot 30)^2 = 8100 \text{ (cm}^2\text{)}$$

e, nel caso in esame:

$$A_{cN} = \text{area della superficie di effettiva} = s_{c\perp} s_{c//} = 90 \cdot 19 = 1710 \text{ (cm}^2\text{)}$$

si ha, secondo le indicazioni del riferimento citato:

$$\begin{aligned} V_{Rkc} &= \text{resistenza a strappo del calcestruzzo (valore caratteristico)} = \\ &= k_{hef} \psi_b \psi_r \psi_e k_f \sqrt{f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}} h_{ef} \text{ (mm)}^{1,5} \frac{A_{cN}}{A_{cN}^0} = \\ &= 2 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 10,1 \sqrt{16,7} 300^{1,5} \frac{1710}{8100} = 45280 \text{ (N)} = 4615 \text{ (kg)} \end{aligned}$$

con:

$$k_{hef} = \text{coefficiente correttivo per profondità dell'ancoraggio (} h_{ef} > 6 \text{ cm)} = 2 \text{ (-)}$$

$$\psi_b = \text{coeff. correttivo per il disturbo dei bordi (bordi assenti)} = 1 \text{ (-)}$$

$$\psi_r = \text{coeff. correttivo per presenza di armatura (si assume armatura nulla)} = 0,5 \text{ (-)}$$

$$\psi_e = \text{coeff. per eccentricità dello sforzo di trazione (trazione assente)} = 1 \text{ (-)}$$

$$k_f = \text{coefficiente per stato del calcestruzzo (calcestruzzo non fessurato, interamente compresso)} = 10,1 \text{ (-)}$$

Adottando:

$$\gamma_M = \text{coeff. di sicurezza per il materiale} = 1,5 \text{ (-)}$$

$$\gamma_{inst} = \text{coeff. di sicurezza per l'installazione (valore per sollecitazione di taglio)} = 1,0 \text{ (-)}$$

si ottiene:

$$\gamma_{Mc} = \text{coeff. di sicurezza a strappo} = \gamma_M \gamma_{inst} = 1,5 \cdot 1,0 = 1,5 \text{ (-)}$$

ed infine:

$$\begin{aligned} V_{Rdc} &= \text{resistenza a strappo del calcestruzzo (valore di progetto)} = \\ &= V_{Rkc} / \gamma_{Mc} = 4615 / 1,5 = 3077 \text{ (kg)} \end{aligned}$$

Dal confronto tra tale valore e quelli di progetto (v. tab. 3.4) si può constatare che la condizione di verifica $V_{Ed} \leq V_{Rdc}$ è sempre soddisfatta.

3.3 VERIFICA DI STABILITÀ

3.3.1 Generalità

La norma del rif. 1.2.1.1, al punto 4.2.4.1.3.4 – Stabilità dei pannelli stabilisce: “*Gli elementi strutturali in parete sottile (di classe 4) presentano problemi complessi d’instabilità locale, per la cui trattazione si deve fare riferimento a normative di comprovata validità.*”.

Si adotta la metodologia riportata nelle linee guida dell’American Bureau of Shipping (rif. 1.2.1.6) integrata con alcune indicazioni della raccomandazione DNV (rif. 1.2.1.7).

I probabili meccanismi di instabilità elastica del sistema possono classificarsi come segue:

- imbozzamento locale del pannello, cioè imbozzamento dell’elemento piastra compreso tra irrigidimenti contigui, in cui gli irrigidimenti longitudinali rimangono rettilinei e quelli circonferenziali rimangono circolari (v. fig. 3.4.a);
- imbozzamento tra gli irrigidimenti circonferenziali, cioè imbozzamento del pannello e degli irrigidimenti longitudinali, tra irrigidimenti circonferenziali adiacenti, in cui questi ultimi ed i bordi del pannello rimangono circolari (v. fig. 3.4.b);
- imbozzamento d’insieme, cioè imbozzamento di uno o più irrigidimenti circonferenziali nonché dei pannelli e degli irrigidimenti longitudinali ad esso/i collegati (v. fig. 3.4.c).

I tre diversi meccanismi vengono verificati separatamente nel seguito.

3.3.2 Caratteristiche geometriche e meccaniche

Con riferimento alla fig. 3.5, le caratteristiche geometriche del sistema sono:

l	= altezza pannello = interasse irrigidimenti circonferenziali =	111 (cm)
s	= sviluppo pannello = interasse irrigidimenti longitudinali =	123 (cm)
r	= raggio curvatura pannello =	94 (cm)
t	= spessore pannello =	1 (cm)
t_c	= spessore irrigidimento circonferenziale =	2 (cm)
h_c	= altezza irrigidimento circonferenziale =	20 (cm)
r_{0c}	= raggio baricentro irrigidimento circonf. (con pannello collaborante) =	111,6 (cm)
z_{0c}	= distanza baricentro – estremità irrigidimento circonf. =	12,9 (cm)
l_{0c}	= larghezza pannello collaborante con irrigidimento circonferenziale =	
	$= 1,56\sqrt{r t} = 1,56\sqrt{94 \cdot 1} =$	15,1 (cm)
t_l	= spessore irrigidimento longitudinale =	2 (cm)
h_l	= altezza irrigidimento longitudinale =	20 (cm)
s_{0l}	= sviluppo pannello collaborante con irrigidimento longitudinale = $l_{0c} =$	15,1 (cm)

3.3.3 Imbozzamento locale del pannello

3.3.3.1 Carico assiale

Per un pannello con irrigidimenti si definiscono:

$$Z = \text{parametro di curvatura} = \frac{s^2}{r t} \sqrt{1-\nu^2} = \frac{123^2}{94 \cdot 1} \sqrt{1-0,3^2} = 154 \quad (-)$$

e, per $Z > 11,4$

$$K_{xp} = \text{coefficiente di imbozzamento} = 0,702 Z = 0,702 \cdot 154 = 108 \quad (-)$$

$$\rho_{xp} = \text{fattore correttivo per imperfezione di forma} = 0,27 + \frac{1,5}{Z} + 0,008\sqrt{Z} \left[1 - \frac{r}{300 t} \right] =$$

$$= 0,27 + \frac{1,5}{108} + 0,008\sqrt{108} \left[1 - \frac{94}{300 \cdot 1} \right] = 0,35 \quad (-)$$

σ_{CEXP} = tensione critica euleriana per compressione assiale =

$$= K_{xp} \frac{\pi^2 E}{12 (1-\nu^2)} \left(\frac{t}{s} \right)^2 = 108 \frac{\pi^2 2,1 \cdot 10^6}{12 (1-0,3^2)} \left(\frac{1}{123} \right)^2 = 13520 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\lambda_n = \text{snellezza} = \sqrt{\frac{f_y}{\rho_{xp} \sigma_{CEXP}}} = \sqrt{\frac{3450}{0,35 \cdot 13520}} = 0,88 \quad (-)$$

e, per $\lambda_n \leq 1$:

$$B_{XP} = \text{fattore correttivo per snellezza} = 1 + 0,15 \lambda_n = 1 + 0,15 \cdot 0,88 = 1,13 \quad (-)$$

Si ricava infine:

$$\sigma_{EXP} = \text{tensione assiale di instabilità elastica per compressione assiale, corretta per imperfezione di forma e snellezza} = \rho_{XP} B_{XP} \sigma_{CEXP} = 0,35 \cdot 1,13 \cdot 13520 = 5322 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

e, assunto:

$$P_r = \text{rapporto tra tensione limite di elasticità lineare e tensione di snervamento per l'acciaio} = 0,6 \quad (-)$$

per $\sigma_{EXP}/f_y > P_r$ si ha:

$$\begin{aligned} \sigma_{CXP} &= \text{tensione assiale di imbozzamento per compressione assiale, corretta per imperfezione di forma, snellezza e configurazione della curva sforzi-deformazioni} = \\ &= f_y \left[1 - P_r (1 - P_r) \frac{f_y}{\sigma_{EXP}} \right] = 3620 \left[1 - 0,6 (1 - 0,6) \frac{3620}{5322} \right] = 3029 \quad (\text{kg/cm}^2) \end{aligned}$$

3.3.3.2 Pressione idrostatica

Per un pannello con irrigidimenti si definiscono:

$$\alpha = \text{coefficiente di forma} = \frac{\pi r}{l} = \frac{\pi \cdot 94}{123} = 2,66 \quad (-)$$

n = numero (intero) di onde circolari

q_{CE0P} = pressione esterna di instabilità elastica per pressione idrostatica (pari al valore minimo risultante al variare di n) =

$$\begin{aligned} &= \frac{E}{n^2 + 0,5 \alpha^2 - 1} \frac{t}{r} \left[\frac{(n^2 + \alpha^2 - 1)^2}{12 (1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{r} \right)^2 + \frac{\alpha^4}{(n^2 + \alpha^2)^2} \right] = \\ &= \frac{2,1 \cdot 10^6}{8^2 + 0,5 \cdot 2,66^2 - 1} \frac{1}{94} \left[\frac{(8^2 + 2,66^2 - 1)^2}{12 (1 - 0,3^2)} \left(\frac{1}{94} \right)^2 + \frac{2,66^4}{(8^2 + 2,66^2)^2} \right] = 20,4 \quad (\text{kg/cm}^2) \end{aligned}$$

essendo $n = 8$ il valore che realizza il valore minimo di q_{CE0P} .

A q_{CE0P} corrisponde:

$$\begin{aligned} \sigma_{E0P} &= \text{tensione circonferenziale di instabilità elastica per pressione idrostatica} = \\ &= q_{CE0P} \frac{r}{t} = 20,4 \cdot \frac{94}{1} = 1918 \quad (\text{kg/cm}^2) \end{aligned}$$

Si definisce inoltre:

$$\Delta = \frac{\sigma_{E0P}}{f_y} = \frac{1918}{3620} = 0,63 \quad (-)$$

e da questo (per $\Delta < 0,55$):

$$\Phi = \text{coefficiente riduttivo per plasticizzazione} = 1 \quad (-)$$

da cui risulta infine

$$\begin{aligned} \sigma_{C0P} &= \text{tensione circonferenziale di imbozzamento per pressione idrostatica corretta} = \\ &= \Phi \sigma_{E0P} = 1 \cdot 1918 = 1918 \quad (\text{kg/cm}^2) \end{aligned}$$

3.3.3.3 Verifica

In relazione ai valori delle tensioni di imbozzamento σ_{CXP} e σ_{C0P} si determinano i parametri ψ_x e ψ_θ , rispettivamente per $\sigma_{CXP} \leq 0,55 f_y$:

$$\psi_x = 0,833 \quad (-)$$

e per $\sigma_{C0P} > 0,55 f_y$:

$$\psi_\theta = 0,629 + 0,371 \frac{\sigma_{CXP}}{f_y} = 0,629 + 0,371 \frac{3029}{3620} = 0,939 \quad (-)$$

dai quali si ricava:

$$\begin{aligned} \eta &= \text{fattore di utilizzazione massimo ammissibile (per condizioni di carico statico)} = \\ &= 0,60 \min(\psi_x, \psi_\theta) = 0,60 \cdot 0,833 = 0,50 \quad (-) \end{aligned}$$

Inoltre:

φ_P = coefficiente di interazione tra tensioni assiali e circonferenziali =

$$= 0,4 \frac{\sigma_{CxP} + \sigma_{C\theta P}}{f_y} - 0,8 = 0,4 \frac{3029 + 1918}{3620} - 0,8 = -0,25 (-)$$

La condizione di stabilità è data da:

$$\left(\frac{\sigma_x}{\eta \sigma_{CxP}} \right)^2 - \varphi_P \frac{\sigma_x}{\eta \sigma_{CxP}} \frac{\sigma_\theta}{\eta \sigma_{C\theta P}} + \left(\frac{\sigma_\theta}{\eta \sigma_{C\theta P}} \right)^2 \leq 1$$

che, essendo per il pannello più sollecitato (in base ai risultati dell'analisi statica illustrata al precedente par. 3.2.1):

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \text{tensione assiale a centro pannello} = 99 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \\ \sigma_\theta &= \text{tensione circonferenziale a centro pannello} = 426 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

dà luogo a:

$$\left(\frac{99}{0,50 \cdot 3029} \right)^2 + 0,25 \frac{99}{0,50 \cdot 3029} \frac{426}{0,50 \cdot 1918} + \left(\frac{426}{0,50 \cdot 1918} \right)^2 = 0,21 (-)$$

che soddisfa la condizione di stabilità.

3.3.4 Irrigidimenti circonferenziali

Il dimensionamento degli irrigidimenti circonferenziali deve evitare l'instabilità circonferenziale del pannello. Secondo le linee guida del rif. 1.2.1.6 questa circostanza è garantita se il momento d'inerzia degli irrigidimenti stessi è non inferiore a:

J_{Cmin} = momento d'inerzia minimo ammesso =

$$\begin{aligned} &= \frac{\sigma_x \left(1 + \frac{A_l}{s t} \right) t r_{0c}^4}{500 E I} + \frac{\sigma_\theta r_e^2 I t}{2 E} \left(1 + \frac{z_{0c}}{100 r \eta f_y - \sigma_{\theta c}} \right) = \\ &= \frac{99 \left(1 + \frac{40}{123 \cdot 1} \right) 1 \cdot 101,6^4}{500 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 111} + \frac{426 \cdot 101,6^2 \cdot 111 \cdot 1}{2 \cdot 2,1 \cdot 10^6} \left(1 + \frac{12,9}{100 \cdot 94 \cdot 0,50 \cdot 3620 - 141} \right) = 317 \text{ (cm}^4\text{)} \end{aligned}$$

dove, in base ai risultati dell'analisi statica illustrata al precedente par. 3.2.1):

$$\sigma_\theta = \text{tensione circonferenziale massima dell'irrigidimento circonferenziale} = 141 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

La raccomandazione del rif. 1.2.1.7 aggiunge la condizione che l'area degli irrigidimenti circonferenziali sia non inferiore a:

A_{Cmin} = area minima ammessa =

$$= \left(\frac{2}{z^2} + 0,06 \right) I t = \left(\frac{2}{154^2} + 0,06 \right) 111 \cdot 1 = 6,7 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Poiché gli irrigidimenti circonferenziali adottati sono caratterizzati da:

$$\begin{aligned} J_C &= \text{momento d'inerzia (comprensivo della striscia di pannello collaborante)} = 2543 \text{ (cm}^4\text{)} \\ A_C &= \text{area} = 40 \text{ (cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

entrambe le condizioni sono soddisfatte.

3.3.5 Irrigidimenti longitudinali

Si definisce:

$$\begin{aligned} \gamma_0 &= \left(2,6 + 4 \frac{A_s}{s t} \right) \left(\frac{l}{s} \right)^2 + 12,4 \frac{l}{s} - 13,2 \sqrt{\frac{l}{s}} = \\ &= \left(2,6 + 4 \frac{40}{123 \cdot 1} \right) \left(\frac{111}{123} \right)^2 + 12,4 \frac{111}{123} - 13,2 \sqrt{\frac{111}{123}} = 1,83 (-) \end{aligned}$$

Secondo le linee guida del rif. 1.2.1.6 questa circostanza è garantita se il momento d'inerzia degli irrigidimenti stessi è non inferiore a:

J_{Smin} = momento d'inerzia minimo ammesso =

$$= \frac{s t^3}{12 (1-\nu^2)} \gamma_0 = \frac{122 \cdot 1^3}{12 (1-0,3^2)} 1,83 = 21 \text{ (cm}^4\text{)}$$

e se il loro rapporto altezza/spessore è non superiore a:

$$\left(\frac{h_l}{t_l}\right)_{max} = \text{rapporto altezza/spessore massimo ammesso} = 0,4 \sqrt{\frac{E}{f_y}} =$$

$$= 0,4 \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^6}{3620}} = 11 \text{ (-)}$$

Poiché gli irrigidimenti longitudinali adottati sono caratterizzati da:

J_S = momento d'inerzia =

2543 (cm⁴)

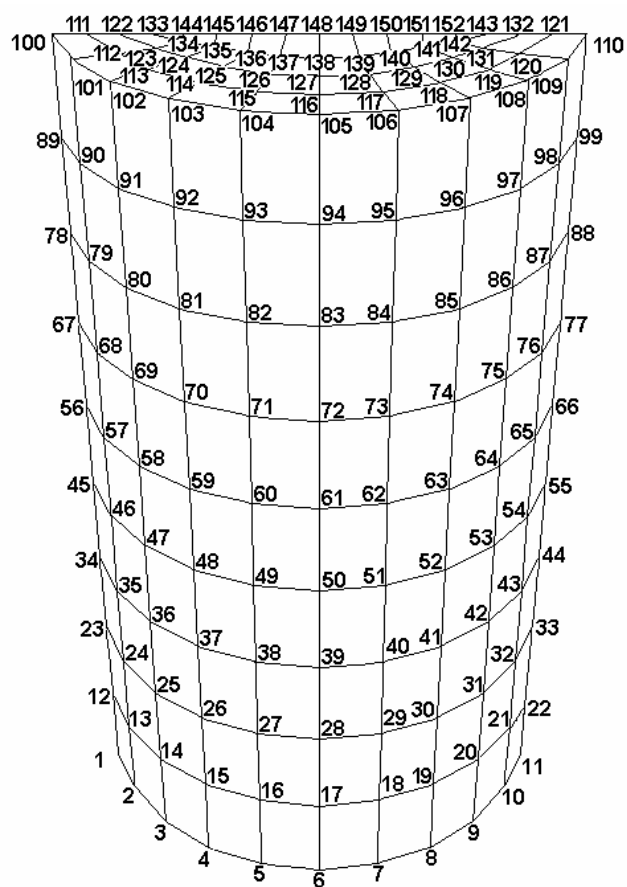
$\frac{h_l}{t_l}$ = rapporto altezza/spessore = $\frac{20}{2} =$

10 (-)

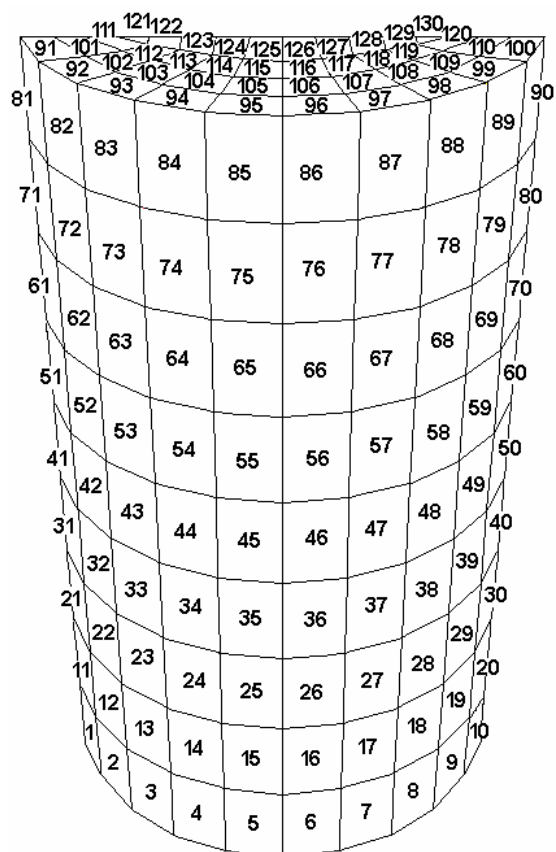
entrambe le condizioni sono soddisfatte.

FIG. 3.1 - VERIFICA DI RESISTENZA – SCHEMA GEOMETRICO

a) Numerazione dei nodi



b) Numerazione degli elementi piastra



c) Numerazione degli elementi trave

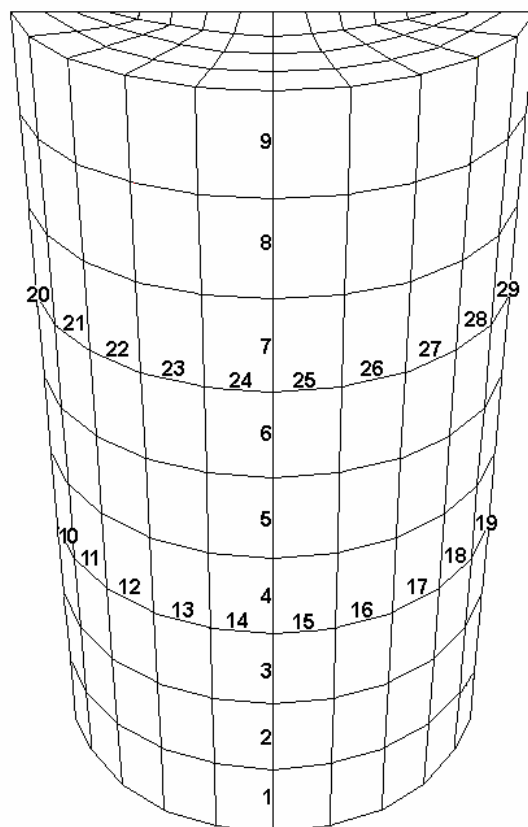


FIG. 3.2 - VERIFICA DI RESISTENZA – ELEMENTI PIASTRA - TENSIONI EQUIVALENTI

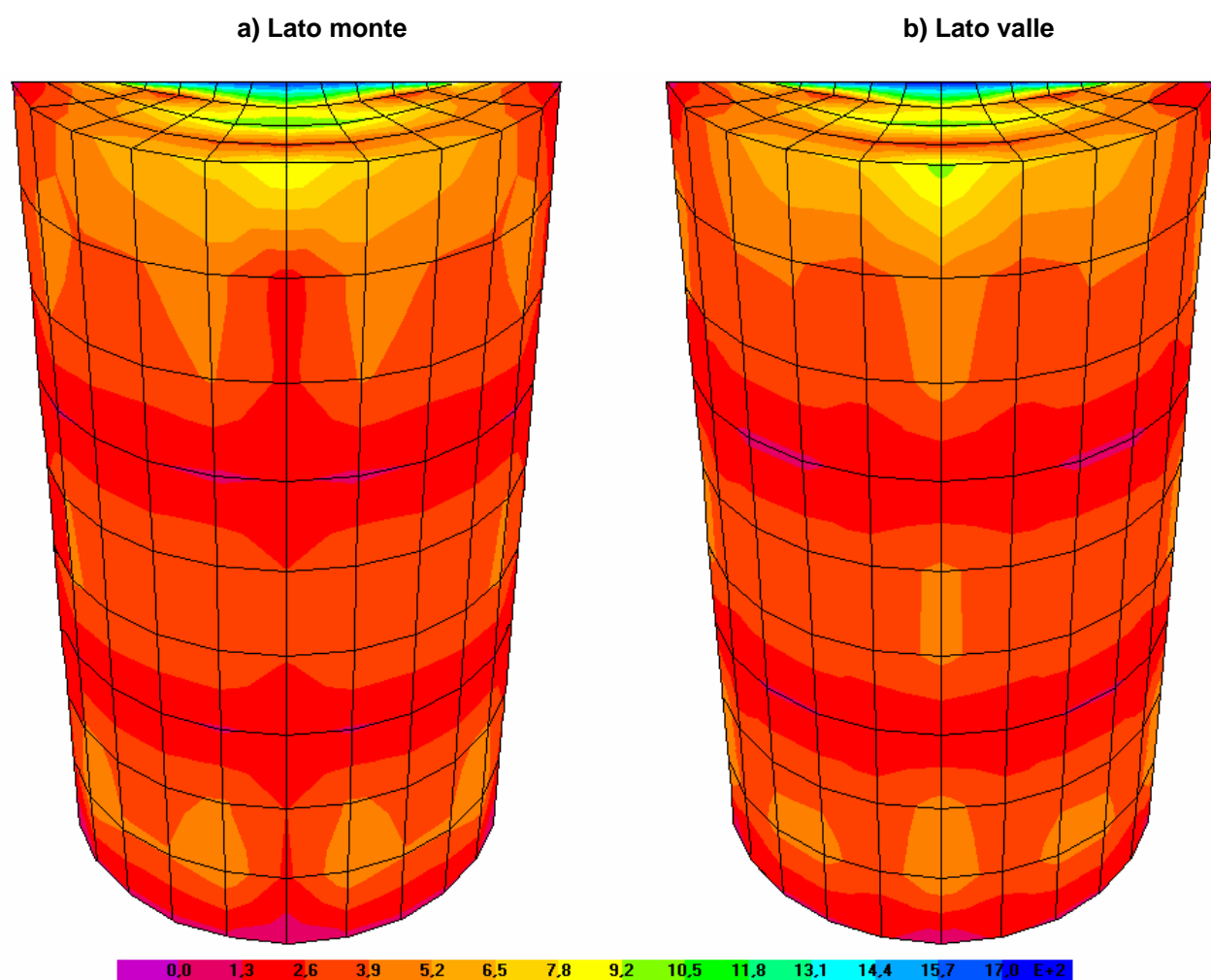


FIG. 3.3- VERIFICA A STRAPPO DEGLI ANCORAGGI –SCHEMA GEOMETRICO

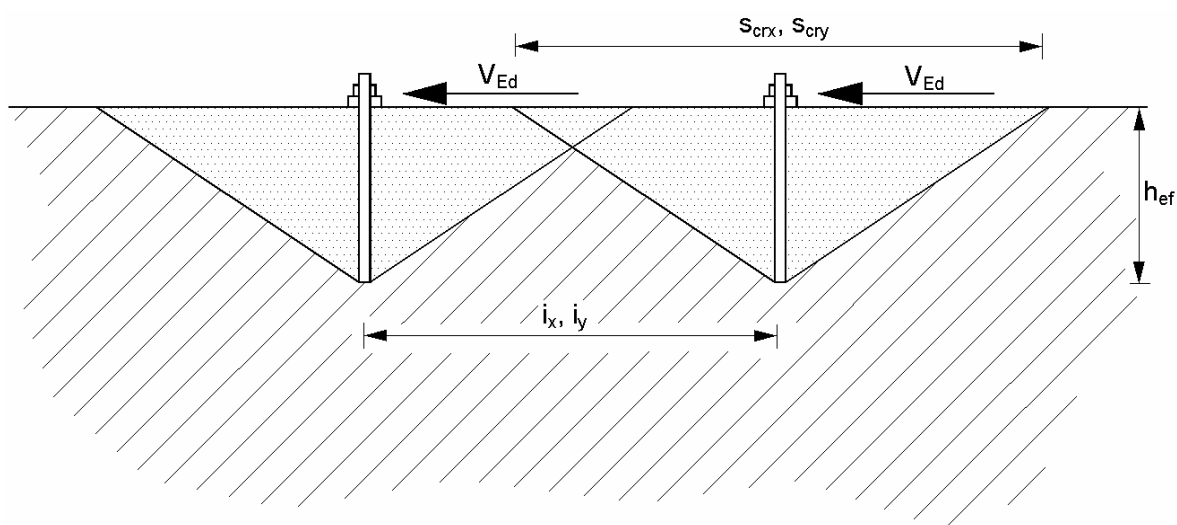
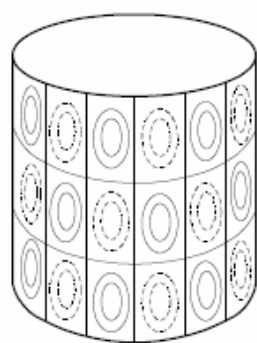
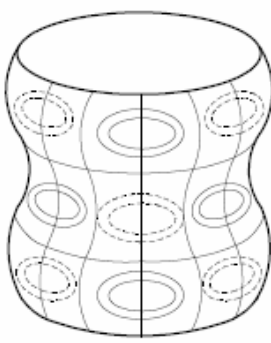


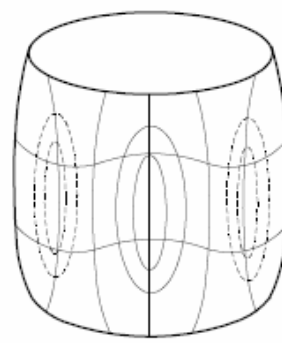
FIG. 3.4 - VERIFICA DI STABILITÀ – MECCANISMI DI ROTTURA



a) imbozzamento locale del pannello



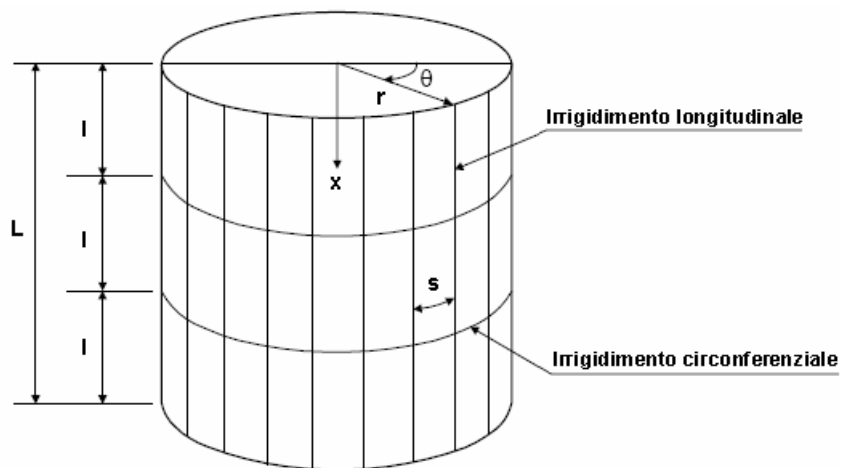
b) imbozzamento tra gli irrigidimenti circonferenziali



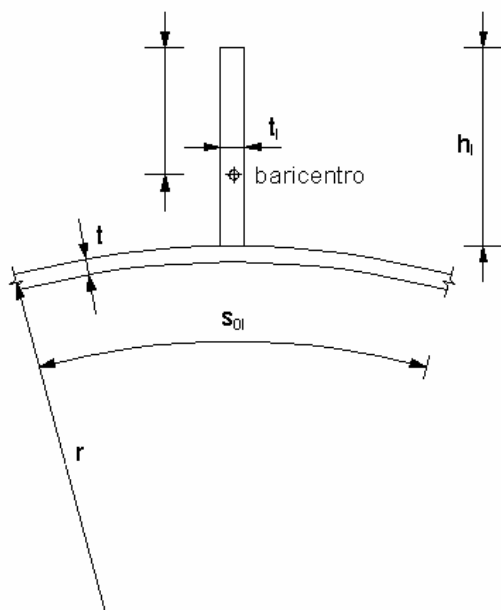
c) imbozzamento d'insieme

FIG. 3.5 - VERIFICA DI STABILITÀ – SCHEMI GEOMETRICI

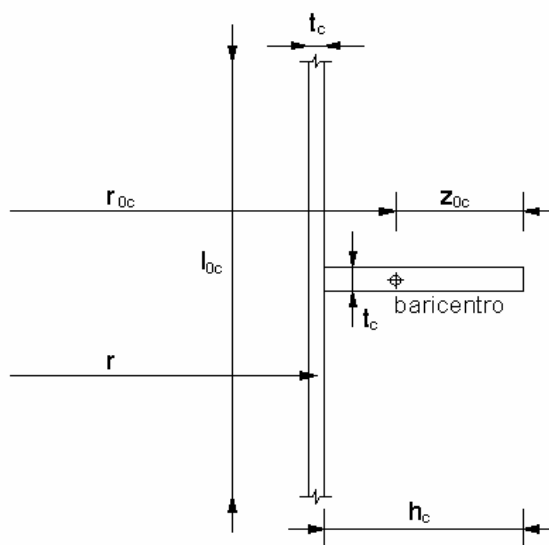
a) Schema generale



b) Irrigidimento longitudinale



c) Irrigidimento circonferenziale



TAB. 3.1 – VERIFICA DI RESISTENZA – ELEMENTI PIASTRA - RIEPILOGO DELLE TENSIONI

Piastra	Nodo	Lato monte			Lato valle		
		σ_0 (kg/cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	σ_{eq} (kg/cm ²)	σ_0 (kg/cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	σ_{eq} (kg/cm ²)
1	1	0	0	23	0	0	23
	2	21	71	128	-34	-113	209
	13	-557	-255	504	-290	-37	358
	12	-239	-72	212	-596	-179	534
2	2	22	73	71	-35	-115	104
	3	22	72	116	-29	-97	114
	14	-454	-199	408	-460	-98	430
	13	-592	-268	514	-327	-46	306
3	3	22	73	81	-29	-98	105
	4	21	69	84	-29	-98	108
	15	-463	-204	407	-472	-103	435
	14	-466	-203	407	-468	-100	431
4	4	21	69	106	-29	-98	111
	5	21	70	73	-33	-112	103
	16	-580	-257	505	-339	-56	315
	15	-452	-200	403	-464	-101	430
5	5	21	69	112	-33	-110	184
	6	-3	-11	29	-9	-30	30
	17	-271	-105	237	-585	-189	519
	16	-549	-246	489	-306	-48	341
6	6	-3	-11	29	-9	-30	30
	7	21	69	112	-33	-110	184
	18	-549	-246	489	-306	-48	341
	17	-271	-105	237	-585	-189	519
7	7	21	70	73	-33	-112	103
	8	21	69	106	-29	-98	111
	19	-452	-200	403	-464	-101	430
	18	-580	-257	505	-339	-56	315
8	8	21	69	84	-29	-98	108
	9	22	73	81	-29	-98	105
	20	-466	-203	407	-468	-100	431
	19	-463	-204	407	-472	-103	435
9	9	22	72	116	-29	-97	114
	10	22	73	71	-35	-115	104
	21	-592	-268	514	-327	-46	306
	20	-454	-199	408	-460	-98	430
10	10	21	71	128	-34	-113	209
	11	0	0	23	0	0	23
	22	-239	-72	212	-596	-179	534
	21	-557	-255	504	-290	-37	358
11	12	-239	-72	216	-596	-179	532
	13	-532	-171	471	-290	-36	275
	24	-449	-118	403	-308	-70	284
	23	-252	-76	224	-517	-155	461
12	13	-566	-181	501	-327	-48	308
	14	-435	-137	386	-452	-72	421
	25	-397	-100	358	-392	-80	359
	24	-467	-123	420	-327	-76	297

Piastra	Nodo	Lato monte			Lato valle		
		σ_0 (kg/cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	σ_{eq} (kg/cm ²)	σ_0 (kg/cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	σ_{eq} (kg/cm ²)
66	72	-155	-51	137	-145	-54	127
	73	-114	-2	123	-181	-89	178
	84	-444	-136	398	-312	-94	303
	83	-260	-88	229	-501	-155	446
67	73	-96	5	103	-164	-85	145
	74	-147	-40	133	-123	-71	107
	85	-380	-110	339	-409	-156	357
	84	-456	-141	405	-324	-95	290
68	74	-140	-38	126	-117	-69	102
	75	-142	-31	130	-114	-72	101
	86	-400	-126	355	-399	-140	350
	85	-386	-112	344	-414	-158	362
69	75	-148	-33	138	-119	-74	104
	76	-98	10	103	-162	-92	141
	87	-456	-158	401	-320	-79	289
	86	-392	-123	348	-391	-138	344
70	76	-119	3	129	-183	-98	180
	77	-145	-44	130	-155	-47	138
	88	-243	-73	216	-491	-147	439
	87	-436	-151	388	-300	-74	294
71	78	-243	-73	216	-491	-147	438
	79	-425	-114	381	-298	-70	274
	90	-483	-176	424	-264	-14	260
	89	-222	-67	200	-536	-161	479
72	79	-445	-120	401	-319	-76	291
	80	-384	-98	347	-375	-83	343
	91	-415	-185	362	-391	-10	386
	90	-514	-184	453	-297	-25	292
73	80	-393	-100	358	-382	-85	352
	81	-378	-86	346	-391	-82	361
	92	-428	-199	374	-384	19	396
	91	-422	-186	370	-395	-12	395
74	81	-372	-84	344	-386	-80	359
	82	-451	-125	408	-321	-85	293
	93	-522	-233	457	-296	9	310
	92	-422	-197	371	-381	19	393
75	82	-440	-122	395	-309	-81	288
	83	-250	-54	228	-491	-123	445
	94	-208	-39	195	-501	-129	456
	93	-473	-219	410	-244	26	261
76	83	-250	-54	228	-491	-123	445
	84	-440	-122	395	-309	-81	288
	95	-473	-219	410	-244	26	261
	94	-208	-39	195	-501	-129	456
77	84	-451	-125	408	-321	-85	293
	85	-372	-84	344	-386	-80	359
	96	-422	-197	371	-381	19	393
	95	-522	-233	457	-296	9	310

cont. TAB. 3,1

Piastra	Nodo	Lato monte			Lato valle		
		σ_0 (kg/cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	σ_{eq} (kg/cm ²)	σ_0 (kg/cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	σ_{eq} (kg/cm ²)
13	14	-448	-141	397	-461	-75	429
	15	-443	-137	393	-464	-76	432
	26	-394	-97	356	-403	-82	369
	25	-402	-102	363	-396	-81	363
14	15	-432	-133	383	-456	-73	424
	16	-559	-185	493	-337	-49	316
	27	-458	-124	410	-340	-80	308
	26	-390	-96	353	-400	-81	366
15	16	-528	-176	466	-304	-39	286
	17	-255	-52	234	-571	-144	515
	28	-280	-60	255	-489	-119	444
	27	-446	-121	400	-328	-77	304
16	17	-255	-52	234	-571	-144	515
	18	-528	-176	466	-304	-39	286
	29	-446	-121	400	-328	-77	304
	28	-280	-60	255	-489	-119	444
17	18	-559	-185	493	-337	-49	316
	19	-432	-133	383	-456	-73	424
	30	-390	-96	353	-400	-81	366
	29	-458	-124	410	-340	-80	308
18	19	-443	-137	393	-464	-76	432
	20	-448	-141	397	-461	-75	429
	31	-402	-102	363	-396	-81	363
	30	-394	-97	356	-403	-82	369
19	20	-435	-137	386	-452	-72	421
	21	-566	-181	501	-327	-48	308
	32	-467	-123	420	-327	-76	297
	31	-397	-100	358	-392	-80	359
20	21	-532	-171	471	-290	-36	275
	22	-239	-72	216	-596	-179	532
	33	-252	-76	224	-517	-155	461
	32	-449	-118	403	-308	-70	284
21	23	-252	-76	224	-517	-155	462
	24	-464	-168	411	-307	-66	306
	35	-122	8	136	-189	-105	188
	34	-149	-45	134	-161	-48	144
22	24	-483	-175	424	-326	-71	297
	25	-414	-156	365	-403	-118	360
	36	-151	-23	147	-127	-89	115
	35	-101	16	110	-168	-100	147
23	25	-419	-157	367	-408	-119	365
	26	-412	-156	361	-415	-121	370
	37	-138	-19	130	-131	-91	119
	36	-145	-21	138	-123	-88	114
24	26	-408	-155	361	-411	-120	368
	27	-470	-166	413	-340	-78	308
	38	-96	15	105	-177	-99	154
	37	-145	-22	144	-137	-92	124

Piastra	Nodo	Lato monte			Lato valle		
		σ_0 (kg/cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	σ_{eq} (kg/cm ²)	σ_0 (kg/cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	σ_{eq} (kg/cm ²)
78	85	-378	-86	346	-391	-82	361
	86	-393	-100	358	-382	-85	352
	97	-422	-186	370	-395	-12	395
	96	-428	-199	374	-384	19	396
79	86	-384	-98	347	-375	-83	343
	87	-445	-120	401	-319	-76	291
	98	-514	-184	453	-297	-25	292
	97	-415	-185	362	-391	-10	386
80	87	-425	-114	381	-298	-70	274
	88	-243	-73	216	-491	-147	438
	99	-222	-67	200	-536	-161	479
	98	-483	-176	424	-264	-14	260
81	89	-222	-67	198	-536	-161	483
	90	-499	-229	461	-268	-27	366
	101	19	123	157	-62	-162	203
	100	-15	-4	50	-19	-6	38
82	90	-531	-241	464	-299	-34	284
	91	-418	-193	390	-415	-90	414
	102	50	181	198	-68	-219	207
	101	37	129	147	-52	-160	176
83	91	-425	-196	385	-419	-91	394
	92	-429	-202	398	-416	-88	415
	103	68	228	233	-81	-268	258
	102	55	182	213	-66	-219	256
84	92	-423	-200	403	-413	-87	408
	93	-518	-221	465	-290	28	320
	104	92	318	309	-85	-267	255
	103	63	226	258	-85	-269	285
85	93	-468	-203	477	-239	40	478
	94	-233	-122	203	-522	-201	469
	105	-38	-44	103	-46	-78	150
	104	69	310	330	-105	-270	284
86	94	-233	-122	203	-522	-201	469
	95	-468	-203	477	-239	40	478
	106	69	310	330	-105	-270	284
	105	-38	-44	103	-46	-78	150
87	95	-518	-221	465	-290	28	320
	96	-423	-200	403	-413	-87	408
	107	63	226	258	-85	-269	285
	106	92	318	309	-85	-267	255
88	96	-429	-202	398	-416	-88	415
	97	-425	-196	385	-419	-91	394
	108	55	182	213	-66	-219	256
	107	68	228	233	-81	-268	258
89	97	-418	-193	390	-415	-90	414
	98	-531	-241	464	-299	-34	284
	109	37	129	147	-52	-160	176
	108	50	181	198	-68	-219	207

cont. TAB. 3,1

Piastra	Nodo	Lato monte			Lato valle		
		σ_0 (kg/cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	σ_{eq} (kg/cm ²)	σ_0 (kg/cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	σ_{eq} (kg/cm ²)
25	27	-459	-162	407	-328	-76	320
	28	-292	-100	257	-500	-156	445
	39	-170	-57	151	-143	-55	125
	38	-113	9	127	-194	-103	189
26	28	-292	-100	257	-500	-156	445
	29	-459	-162	407	-328	-76	320
	40	-113	9	127	-194	-103	189
	39	-170	-57	151	-143	-55	125
27	29	-470	-166	413	-340	-78	308
	30	-408	-155	361	-411	-120	368
	41	-145	-22	144	-137	-92	124
	40	-96	15	105	-177	-99	154
28	30	-412	-156	361	-415	-121	370
	31	-419	-157	367	-408	-119	365
	42	-145	-21	138	-123	-88	114
	41	-138	-19	130	-131	-91	119
29	31	-414	-156	365	-403	-118	360
	32	-483	-175	424	-326	-71	297
	43	-101	16	110	-168	-100	147
	42	-151	-23	147	-127	-89	115
30	32	-464	-168	411	-307	-66	306
	33	-252	-76	224	-517	-155	462
	44	-149	-45	134	-161	-48	144
	43	-122	8	136	-189	-105	188
31	34	-149	-45	133	-161	-48	144
	35	-123	7	139	-191	-110	193
	46	-450	-176	399	-317	-64	316
	45	-265	-79	235	-500	-150	447
32	35	-101	15	112	-170	-105	149
	36	-149	-16	149	-127	-90	118
	47	-424	-164	374	-392	-103	354
	46	-472	-183	413	-340	-69	311
33	36	-143	-14	140	-123	-89	116
	37	-136	-12	133	-131	-91	121
	48	-422	-164	370	-405	-107	365
	47	-431	-166	377	-397	-105	358
34	37	-143	-14	144	-137	-92	125
	38	-96	14	106	-179	-105	156
	49	-458	-175	400	-356	-78	325
	48	-417	-162	368	-401	-106	362
35	38	-114	8	127	-196	-109	190
	39	-170	-57	151	-143	-55	125
	50	-307	-104	270	-477	-149	424
	49	-441	-169	390	-339	-73	327
36	39	-170	-57	151	-143	-55	125
	40	-114	8	127	-196	-109	190
	51	-441	-169	390	-339	-73	327
	50	-307	-104	270	-477	-149	424

Piastra	Nodo	Lato monte			Lato valle		
		σ_0 (kg/cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	σ_{eq} (kg/cm ²)	σ_0 (kg/cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	σ_{eq} (kg/cm ²)
90	98	-499	-229	461	-268	-27	366
	99	-222	-67	198	-536	-161	483
	110	-15	-4	50	-19	-6	38
	109	19	123	157	-62	-162	203
91	100	-52	36	101	3	-52	73
	101	37	418	402	-94	-438	404
	112	-261	-133	329	207	114	279
	111	146	71	271	-188	-85	278
92	101	5	339	353	-41	-355	361
	102	346	651	743	-378	-669	769
	113	-403	-130	403	363	108	366
	112	-442	-188	444	397	168	401
93	102	413	540	729	-445	-558	759
	103	781	578	993	-810	-597	1025
	114	-464	-203	403	430	176	374
	113	-531	-244	466	491	219	431
94	103	866	450	973	-896	-478	1006
	104	1057	389	1048	-1084	-416	1076
	115	-315	-281	311	282	247	282
	114	-488	-296	426	449	260	391
95	104	1146	265	1067	-1188	-324	1089
	105	1955	537	1750	-2017	-602	1794
	116	-287	-217	267	233	181	222
	115	-336	-358	360	306	328	333
96	105	1955	537	1750	-2017	-602	1794
	106	1146	265	1067	-1188	-324	1089
	117	-336	-358	360	306	328	333
	116	-287	-217	267	233	181	222
97	106	1057	389	1048	-1084	-416	1076
	107	866	450	973	-896	-478	1006
	118	-488	-296	426	449	260	391
	117	-315	-281	311	282	247	282
98	107	781	578	993	-810	-597	1025
	108	413	540	729	-445	-558	759
	119	-531	-244	466	491	219	431
	118	-464	-203	403	430	176	374
99	108	346	651	743	-378	-669	769
	109	5	339	353	-41	-355	361
	120	-442	-188	444	397	168	401
	119	-403	-130	403	363	108	366
100	109	37	418	402	-94	-438	404
	110	-52	36	101	3	-52	73
	121	146	71	271	-188	-85	278
	120	-261	-133	329	207	114	279
101	111	168	77	253	-209	-90	265
	112	-335	-210	425	288	192	384
	123	-226	-142	259	180	122	219
	122	568	214	555	-606	-226	581

cont. TAB. 3,1

Piastra	Nodo	Lato monte			Lato valle		
		σ_0 (kg/cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	σ_{eq} (kg/cm ²)	σ_0 (kg/cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	σ_{eq} (kg/cm ²)
37	40	-96	14	106	-179	-105	156
	41	-143	-14	144	-137	-92	125
	52	-417	-162	368	-401	-106	362
	51	-458	-175	400	-356	-78	325
38	41	-136	-12	133	-131	-91	121
	42	-143	-14	140	-123	-89	116
	53	-431	-166	377	-397	-105	358
	52	-422	-164	370	-405	-107	365
39	42	-149	-16	149	-127	-90	118
	43	-101	15	112	-170	-105	149
	54	-472	-183	413	-340	-69	311
	53	-424	-164	374	-392	-103	354
40	43	-123	7	139	-191	-110	193
	44	-149	-45	133	-161	-48	144
	55	-265	-79	235	-500	-150	447
	54	-450	-176	399	-317	-64	316
41	45	-265	-79	236	-500	-150	446
	46	-437	-131	389	-319	-68	292
	57	-430	-126	383	-316	-70	289
	56	-262	-78	233	-493	-148	439
42	46	-458	-137	407	-342	-75	311
	47	-410	-117	366	-384	-76	352
	58	-403	-113	360	-379	-77	347
	57	-450	-132	400	-338	-76	307
43	47	-416	-119	371	-389	-77	356
	48	-407	-114	364	-396	-79	364
	59	-402	-109	360	-390	-80	357
	58	-409	-115	366	-383	-78	351
44	48	-402	-112	360	-393	-78	360
	49	-446	-135	396	-357	-78	325
	60	-439	-131	390	-352	-79	319
	59	-397	-108	356	-386	-79	354
45	49	-430	-130	382	-339	-73	310
	50	-297	-72	268	-468	-120	422
	61	-291	-70	263	-465	-119	419
	60	-424	-126	377	-335	-74	306
46	50	-297	-72	268	-468	-120	422
	51	-430	-130	382	-339	-73	310
	62	-424	-126	377	-335	-74	306
	61	-291	-70	263	-465	-119	419
47	51	-446	-135	396	-357	-78	325
	52	-402	-112	360	-393	-78	360
	63	-397	-108	356	-386	-79	354
	62	-439	-131	390	-352	-79	319
48	52	-407	-114	364	-396	-79	364
	53	-416	-119	371	-389	-77	356
	64	-409	-115	366	-383	-78	351
	63	-402	-109	360	-390	-80	357

Piastra	Nodo	Lato monte			Lato valle		
		σ_0 (kg/cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	σ_{eq} (kg/cm ²)	σ_0 (kg/cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	σ_{eq} (kg/cm ²)
102	112	-531	-239	543	493	220	508
	113	-432	-61	465	395	41	433
	124	-703	-344	674	664	322	639
	123	-219	24	508	178	-45	488
103	113	-605	-218	536	569	195	505
	114	-511	-146	456	476	125	428
	125	-990	-494	880	951	471	846
	124	-655	-175	697	612	149	664
104	114	-557	-276	485	517	243	452
	115	-345	-232	340	300	200	306
	126	-1136	-577	987	1093	555	950
	125	-965	-369	872	925	345	839
105	115	-363	-348	385	318	316	347
	116	-339	-220	302	286	184	256
	127	-1164	-558	1008	1113	534	964
	126	-1123	-519	975	1079	496	938
106	116	-339	-220	302	286	184	256
	117	-363	-348	385	318	316	347
	128	-1123	-519	975	1079	496	938
	127	-1164	-558	1008	1113	534	964
107	117	-345	-232	340	300	200	306
	118	-557	-276	485	517	243	452
	129	-965	-369	872	925	345	839
	128	-1136	-577	987	1093	555	950
108	118	-511	-146	456	476	125	428
	119	-605	-218	536	569	195	505
	130	-655	-175	697	612	149	664
	129	-990	-494	880	951	471	846
109	119	-432	-61	465	395	41	433
	120	-531	-239	543	493	220	508
	131	-219	24	508	178	-45	488
	130	-703	-344	674	664	322	639
110	120	-335	-210	425	288	192	384
	121	168	77	253	-209	-90	265
	132	568	214	555	-606	-226	581
	131	-226	-142	259	180	122	219
111	122	604	167	599	-642	-180	626
	123	-345	-423	507	300	408	480
	134	500	229	441	-547	-246	480
	133	1001	276	901	-1040	-289	933
112	123	-200	-84	592	158	64	574
	124	-711	-474	719	672	455	686
	135	174	206	325	-215	-223	337
	134	347	147	302	-392	-165	341
113	124	-644	-231	740	601	208	710
	125	-996	-540	895	953	518	858
	136	-317	-9	449	273	-8	423
	135	-61	-54	70	17	35	46

cont. TAB. 3,1

Piastra	Nodo	Lato monte			Lato valle		
		σ_0 (kg/cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	σ_{eq} (kg/cm ²)	σ_0 (kg/cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	σ_{eq} (kg/cm ²)
49	53	-410	-117	366	-384	-76	352
	54	-458	-137	407	-342	-75	311
	65	-450	-132	400	-338	-76	307
	64	-403	-113	360	-379	-77	347
50	54	-437	-131	389	-319	-68	292
	55	-265	-79	236	-500	-150	446
	66	-262	-78	233	-493	-148	439
	65	-430	-126	383	-316	-70	289
51	56	-262	-78	233	-493	-148	440
	57	-444	-173	394	-314	-64	315
	68	-117	7	135	-186	-108	191
	67	-145	-44	129	-155	-47	139
52	57	-464	-181	406	-336	-70	307
	58	-418	-162	369	-387	-103	349
	69	-144	-16	144	-123	-87	114
	68	-96	14	106	-166	-103	145
53	58	-424	-164	371	-391	-104	352
	59	-418	-162	366	-398	-107	358
	70	-133	-15	130	-122	-86	114
	69	-137	-14	133	-118	-86	110
54	59	-413	-161	363	-395	-106	355
	60	-451	-171	395	-351	-77	320
	71	-94	14	103	-168	-99	148
	70	-140	-17	139	-128	-88	117
55	60	-436	-166	385	-335	-73	322
	61	-300	-102	265	-473	-147	420
	72	-155	-52	137	-145	-56	127
	71	-111	8	125	-186	-104	180
56	61	-300	-102	265	-473	-147	420
	62	-436	-166	385	-335	-73	322
	73	-111	8	125	-186	-104	180
	72	-155	-52	137	-145	-56	127
57	62	-451	-171	395	-351	-77	320
	63	-413	-161	363	-395	-106	355
	74	-140	-17	139	-128	-88	117
	73	-94	14	103	-168	-99	148
58	63	-418	-162	366	-398	-107	358
	64	-424	-164	371	-391	-104	352
	75	-137	-14	133	-118	-86	110
	74	-133	-15	130	-122	-86	114
59	64	-418	-162	369	-387	-103	349
	65	-464	-181	406	-336	-70	307
	76	-96	14	106	-166	-103	145
	75	-144	-16	144	-123	-87	114
60	65	-444	-173	394	-314	-64	315
	66	-262	-78	233	-493	-148	440
	77	-145	-44	129	-155	-47	139
	76	-117	7	135	-186	-108	191

Piastra	Nodo	Lato monte			Lato valle		
		σ_0 (kg/cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	σ_{eq} (kg/cm ²)	σ_0 (kg/cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	σ_{eq} (kg/cm ²)
114	125	-963	-369	886	918	346	849
	126	-1143	-598	995	1096	574	955
	137	-715	-162	694	669	143	657
	136	-559	-331	490	514	313	452
115	126	-1129	-500	983	1080	476	941
	127	-1207	-563	1047	1157	539	1003
	138	-868	-323	761	819	304	719
	137	-843	-414	733	797	396	693
116	127	-1207	-563	1047	1157	539	1003
	128	-1129	-500	983	1080	476	941
	139	-843	-414	733	797	396	693
	138	-868	-323	761	819	304	719
117	128	-1143	-598	995	1096	574	955
	129	-963	-369	886	918	346	849
	140	-559	-331	490	514	313	452
	139	-715	-162	694	669	143	657
118	129	-996	-540	895	953	518	858
	130	-644	-231	740	601	208	710
	141	-61	-54	70	17	35	46
	140	-317	-9	449	273	-8	423
119	130	-711	-474	719	672	455	686
	131	-200	-84	592	158	64	574
	142	347	147	302	-392	-165	341
	141	174	206	325	-215	-223	337
120	131	-345	-423	507	300	408	480
	132	604	167	599	-642	-180	626
	143	1001	276	901	-1040	-289	933
	142	500	229	441	-547	-246	480
121	133	1001	300	894	-1039	-312	928
	134	351	83	428	-397	-97	453
	144	1587	476	1412	-1633	-490	1452
122	134	283	21	301	-329	-40	332
	135	32	148	321	-78	-165	318
	145	1707	513	1518	-1752	-525	1558
	144	1588	477	1412	-1631	-489	1450
123	135	-70	-174	216	23	155	208
	136	-356	-22	462	308	3	431
	146	1819	543	1618	-1866	-556	1659
	145	1705	506	1518	-1749	-519	1558
124	136	-475	-401	456	427	381	420
	137	-718	-192	703	669	174	664
	147	1865	546	1662	-1913	-560	1705
	146	1812	526	1615	-1859	-539	1657
125	137	-784	-388	692	735	369	650
	138	-949	-315	838	899	296	795
	148	1911	607	1691	-1959	-622	1734
	147	1888	603	1670	-1936	-617	1713
126	138	-949	-315	838	899	296	795

cont. TAB. 3,1

Piastra	Nodo	Lato monte			Lato valle		
		σ_{θ} (kg/cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	σ_{eq} (kg/cm ²)	σ_{θ} (kg/cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	σ_{eq} (kg/cm ²)
61	67	-145	-44	130	-155	-47	138
	68	-119	3	129	-183	-98	180
	79	-436	-151	388	-300	-74	294
	78	-243	-73	216	-491	-147	439
62	68	-98	10	103	-162	-92	141
	69	-148	-33	138	-119	-74	104
	80	-392	-123	348	-391	-138	344
	79	-456	-158	401	-320	-79	289
63	69	-142	-31	130	-114	-72	101
	70	-140	-38	126	-117	-69	102
	81	-386	-112	344	-414	-158	362
	80	-400	-126	355	-399	-140	350
64	70	-147	-40	133	-123	-71	107
	71	-96	5	103	-164	-85	145
	82	-456	-141	405	-324	-95	290
	81	-380	-110	339	-409	-156	357
65	71	-114	-2	123	-181	-89	178
	72	-155	-51	137	-145	-54	127
	83	-260	-88	229	-501	-155	446
	82	-444	-136	398	-312	-94	303

Piastra	Nodo	Lato monte			Lato valle		
		σ_{θ} (kg/cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	σ_{eq} (kg/cm ²)	σ_{θ} (kg/cm ²)	σ_x (kg/cm ²)	σ_{eq} (kg/cm ²)
	139	-784	-388	692	735	369	650
	149	1888	603	1670	-1936	-617	1713
	148	1911	607	1691	-1959	-622	1734
127	139	-718	-192	703	669	174	664
	140	-475	-401	456	427	381	420
	150	1812	526	1615	-1859	-539	1657
	149	1865	546	1662	-1913	-560	1705
128	140	-356	-22	462	308	3	431
	141	-70	-174	216	23	155	208
	151	1705	506	1518	-1749	-519	1558
	150	1819	543	1618	-1866	-556	1659
129	141	32	148	321	-78	-165	318
	142	283	21	301	-329	-40	332
	152	1588	477	1412	-1631	-489	1450
	151	1707	513	1518	-1752	-525	1558
130	142	351	83	428	-397	-97	453
	143	1001	300	894	-1039	-312	928
	152	1587	476	1412	-1633	-490	1452
	139	-784	-388	692	735	369	650

LEGENDA σ_{θ} = tensione circonferenziale σ_x = tensione assiale σ_{eq} = tensione equivalente secondo il criterio di Hencky-Von Mises

TAB. 3.2 – VERIFICA DI RESISTENZA – ELEMENTI TRAVE - RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI

Trave	Nodo	N (kg)	V (kg)	M (kg cm)
1	estr. inf.	-753	-534	-15305
	mezzeria	-747	-534	-5419
	estr. sup..	-741	-534	4468
2	estr. inf.	1024	-5	4653
	mezzeria	1030	-5	4742
	estr. sup..	1036	-5	4832
3	estr. inf.	-362	254	4618
	mezzeria	-356	254	-87
	estr. sup..	-350	254	-4792
4	estr. inf.	-367	-250	-4875
	mezzeria	-361	-250	-247
	estr. sup..	-356	-250	4382
5	estr. inf.	758	4	4519
	mezzeria	763	4	4445
	estr. sup..	769	4	4372
6	estr. inf.	-351	253	4250
	mezzeria	-345	253	-424
	estr. sup..	-339	253	-5097
7	estr. inf.	-299	-198	-4908
	mezzeria	-294	-198	-1246
	estr. sup..	-288	-198	2416
8	estr. inf.	896	99	2686
	mezzeria	902	99	848
	estr. sup..	908	99	-989
9	estr. inf.	-1941	761	-1969
	mezzeria	-1935	761	-16046
	estr. sup..	-1929	761	-30123

Trave	Nodo	N (kg)	V (kg)	M (kg cm)
10	estr. sin.	-5652	-19	-170
	estr. dex.	-5652	-11	206
11	estr. sin.	-4889	1	286
	estr. dex.	-4889	9	170
12	estr. sin.	-4714	-9	57
	estr. dex.	-4714	-1	177
13	estr. sin.	-4951	-17	103
	estr. dex.	-4951	-9	414
14	estr. sin.	-5590	-6	195
	estr. dex.	-5590	2	241
15	estr. sin.	-5590	-2	241
	estr. dex.	-5590	6	195
16	estr. sin.	-4951	9	414
	estr. dex.	-4951	17	103
17	estr. sin.	-4714	1	177
	estr. dex.	-4714	9	57
18	estr. sin.	-4889	-9	170
	estr. dex.	-4889	-1	286
19	estr. sin.	-5652	11	206
	estr. dex.	-5652	19	-170
20	estr. sin.	-5466	31	529
	estr. dex.	-5466	39	-324
21	estr. sin.	-4708	1	-576
	estr. dex.	-4708	8	-689
22	estr. sin.	-4510	4	-676
	estr. dex.	-4510	12	-875
23	estr. sin.	-4724	14	-979
	estr. dex.	-4724	21	-1411
24	estr. sin.	-5356	2	-377
	estr. dex.	-5356	9	-512
25	estr. sin.	-5356	-9	-512
	estr. dex.	-5356	-2	-377
26	estr. sin.	-4724	-21	-1411
	estr. dex.	-4724	-14	-979
27	estr. sin.	-4510	-12	-875
	estr. dex.	-4510	-4	-676
28	estr. sin.	-4708	-8	-689
	estr. dex.	-4708	-1	-576
29	estr. sin.	-5466	-39	-324
	estr. dex.	-5466	-31	529

LEGENDA

N = sforzo normale
 V = sforzo di taglio
 M = momento flettente

TAB. 3.3 – VERIFICA DEGLI ANCORAGGI – RIEPILOGO DELLE COMPONENTI DI TAGLIO AI NODI

Bordo curvilineo inferiore				Bordi laterali				Bordo rettilineo superiore			
Nodo	R' _x (kg)	R' _y (kg)	V' _{Ed} (kg)	Nodo	R' _y (kg)	R' _z (kg)	V' _{Ed} (kg)	Nodo	R' _y (kg)	R' _z (kg)	V' _{Ed} (kg)
1	3531	473	3562	12	2807	1646	3253	111	-151	396	424
2	1643	-326	1675	22	-2807	1646	3253	121	151	396	424
3	1012	-483	1121	23	3107	-906	3236	122	-110	569	579
4	810	-702	1072	33	-3107	-906	3236	132	110	569	579
5	806	-1171	1422	34	4134	67	4134	133	-71	447	452
6	1465	0	1465	44	-4134	67	4134	143	71	447	452
7	806	1171	1422	45	3031	873	3154	144	-45	1254	1254
8	810	702	1072	55	-3031	873	3154	145	-32	1356	1356
9	1012	483	1121	56	3010	-969	3162	146	-17	1401	1401
10	1643	326	1675	66	-3010	-969	3162	147	-3	1497	1497
11	3531	-473	3562	67	4012	-171	4015	148	0	1584	1584
				77	-4012	-171	4015	149	3	1497	1497
				78	2937	757	3033	150	17	1401	1401
				88	-2937	757	3033	151	32	1356	1356
				89	2616	-1597	3065	152	45	1254	1254
				99	-2616	-1597	3065				
				100	905	-653	1116				
				110	-905	-653	1116				

LEGENDAR'_x = reazione orizzontale ortogonale alla parete (al nodo del modello)R'_y = reazione orizzontale nel piano della parete (al nodo del modello)R'_z = reazione verticale (al nodo del modello)V'_{Ed} = sforzo di taglio di progetto (al nodo del modello)

TAB. 3.4 – VERIFICA DEGLI ANCORAGGI – RIEPILOGO DELLE COMPONENTI DI TAGLIO SUGLI ANCORAGGI

Nodi	i _n (cm)	i _a (cm)	V' _{Ed} (kg)	V _{Ed} (kg)	R' (kg)	V _{Ed} (kg)
1, 11	25	19	3562	2707	R' _x = 3531	2684
34, 44	37	19	4134	2122	R' _y = 67	34
148	11	19	1584	2736	R' _z = 1584	2736

LEGENDAi_n = interasse tra i nodi del modelloi_a = interasse tra gli ancoraggiV'_{Ed} = sforzo di taglio di progetto sul nodoV_{Ed} = sforzo di taglio di progetto sulla barraR'_x = reazione orizzontale ortogonale alla parete sul nodoR'_y = reazione orizzontale nel piano della parete sul nodoR'_z = reazione verticale sul nodoV_{ERd} = sforzo di rifollamento di progetto sulla piastra

4. FONDELLO

4.1 GENERALITÀ

Il fondello, in lamiera metallica, è costituita da una piastra circolare di 2,5 cm di spessore, irrigidito a 1/5 del raggio da una lamiera di spessore 2 cm sagomata secondo un dodecagono. La piastra circolare è fissata lungo il perimetro sulla testa della condotta dello scarico mediante 36 viti M10.

La geometria è descritta in dettaglio nel disegno di progetto.

Per il fondello vengono effettuate le verifiche di resistenza della piastra circolare e degli irrigidimenti.

4.2 VERIFICHE DI RESISTENZA

4.2.1 Risoluzione della struttura

La struttura viene risolta attraverso l'impiego il codice di calcolo già descritto al precedente par. 3.2.1. Essa viene discretizzata in elementi piastra ed in elementi trave, come illustrato nella fig. 4.1.

La pressione idrostatica di progetto viene assunta costante e pari a quella corrispondente alla quota di massimo invaso.

Essendo:

z_{mi} = quota d'invaso = 46,50 (m s.m.)

z_{ac} = quota asse condotta = 16,50 (m s.m.)

cosicché risulta:

p_d = pressione idrostatica di progetto = $\gamma_w (z_{mi} - z_{ic}) \cdot \gamma_F = 1,0 \cdot (46,50 - 16,50) \cdot 1,3$ 39 (t/m²)

con:

γ_w = peso specifico dell'acqua = 1,0 (t/m³)

γ_F = coefficiente parziale di sicurezza per i carichi = 1,3 (-)

Vengono analizzate due diverse condizioni di vincolo al contorno: appoggi ed incastri.

La fig. 4.2 illustra graficamente la distribuzione delle tensioni equivalenti negli elementi piastra; da essa si può apprezzare che le zone più sollecitate sono in entrambi i casi (vincoli perimetrali ad appoggio e ad incastro) quelli in corrispondenza dell'irrigidimento intermedio (peraltro necessario per limitare le tensioni al perimetro e sia le tensioni che la freccia al centro della struttura).

4.2.2 Piastra circolare

Le verifiche di resistenza sono condotte con riferimento alle tensioni normali equivalenti σ_{eq} ai lembi delle sezioni, prodotte dalla pressione idrostatica agente sul mantello e sulla copertura della struttura, derivanti dalla composizione delle tensioni principali σ_1 e σ_2 composte secondo il criterio di Hencky-Von Mises:

$$\sigma_{eq} = \text{tensione normale equivalente} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2}$$

Tali tensioni sono riportate nella tab. 5.1 per un settore di 30° (la geometria si ripete identica per 12 settori).

Dal loro confronto con:

f_{yd} = resistenza di progetto = f_{yk}/γ_{M0} 3620/1,05 = 3450 (kg/cm²)

si deduce che in tutti i punti della struttura la condizione di verifica ($\sigma_{eq}(p_d) < f_{yd}$) risulta soddisfatta.

4.2.3 Irrigidimenti

La tab. 4.2 riporta i risultati dell'analisi statica di cui al par. 4.2.1 relativamente agli elementi trave in termini di caratteristiche di sollecitazione (momento flettente M, sforzo di taglio V, momento torcente M_t); lo sforzo normale N è ovunque nullo.

A tali caratteristiche di sollecitazione corrispondono le tensioni:

$$\sigma_M = \text{tensione normale da flessione} = \frac{6 M}{t h^2}$$

$$\tau_V = \text{tensione tangenziale da taglio} = \frac{V}{t h}$$

$$\tau_{Mt} = \text{tensione tangenziale da torsione} = \frac{\alpha}{\beta} G \theta t$$

$$\sigma_{Mt} = \text{tensione normale secondaria da torsione} = \left(\frac{t}{h} \tau_{Mt} \right) \frac{E}{12 G^2}$$

dove l'angolo di torsione θ viene ricavato attraverso l'equazione (rif. 1.2.3.3):

$$M_t = \frac{G h t^3 \theta}{3} + \frac{E h^5 t \theta^5}{360}$$

e con:

$$t = \text{spessore della sezione} = 2 \text{ (cm)}$$

$$h = \text{altezza della sezione} = 40 \text{ (cm)}$$

$$\alpha = \text{coefficiente di forma} = 3 + 1,8 \frac{t}{h} = 3 + 1,8 \frac{2}{40} = 3,1 \text{ (-)}$$

$$\beta = \text{coefficiente di forma} = \frac{3 h/t}{h/t - 0,63} = \frac{3 \cdot 40/2}{40/2 - 0,63} = 3,1 \text{ (-)}$$

$$G = \text{modulo elastico tangenziale} = 808000 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Dalla composizione – secondo il criterio di Hencky-Von Mises - delle diverse tensioni sopra indicate si ricava:

$$\sigma_{eq} = \text{tensione normale equivalente} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \tau_2^2}$$

Dal confronto di quest'ultima con la resistenza di progetto f_{yd} (pari a 3450 kg/cm^2) si deduce che in tutti i punti della struttura la condizione di verifica ($\sigma_{eq}(p_d) < f_{yd}$) risulta soddisfatta.

FIG. 4.1 - VERIFICA DI RESISTENZA – ELEMENTI PIASTRA - SCHEMA GEOMETRICO

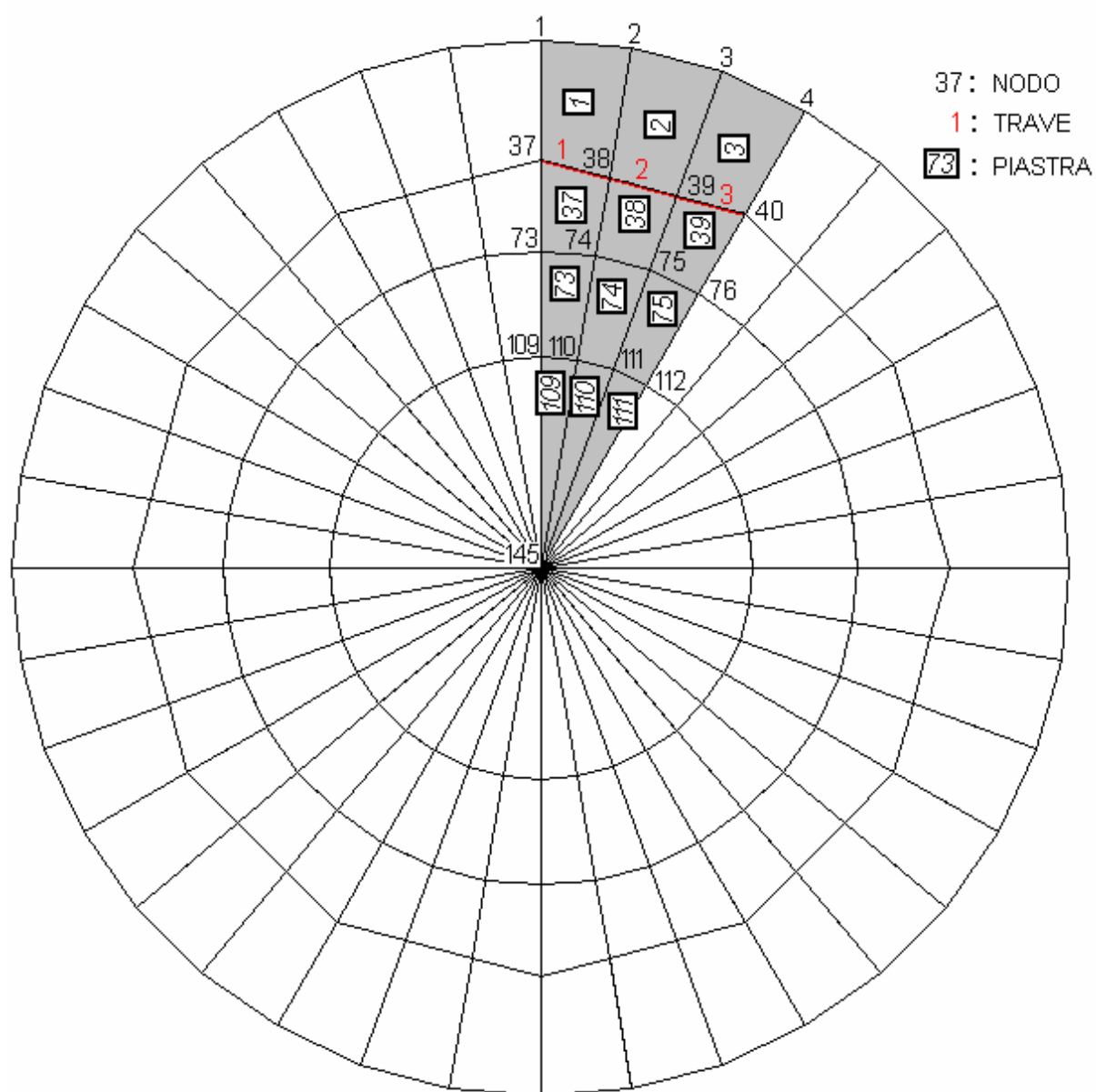
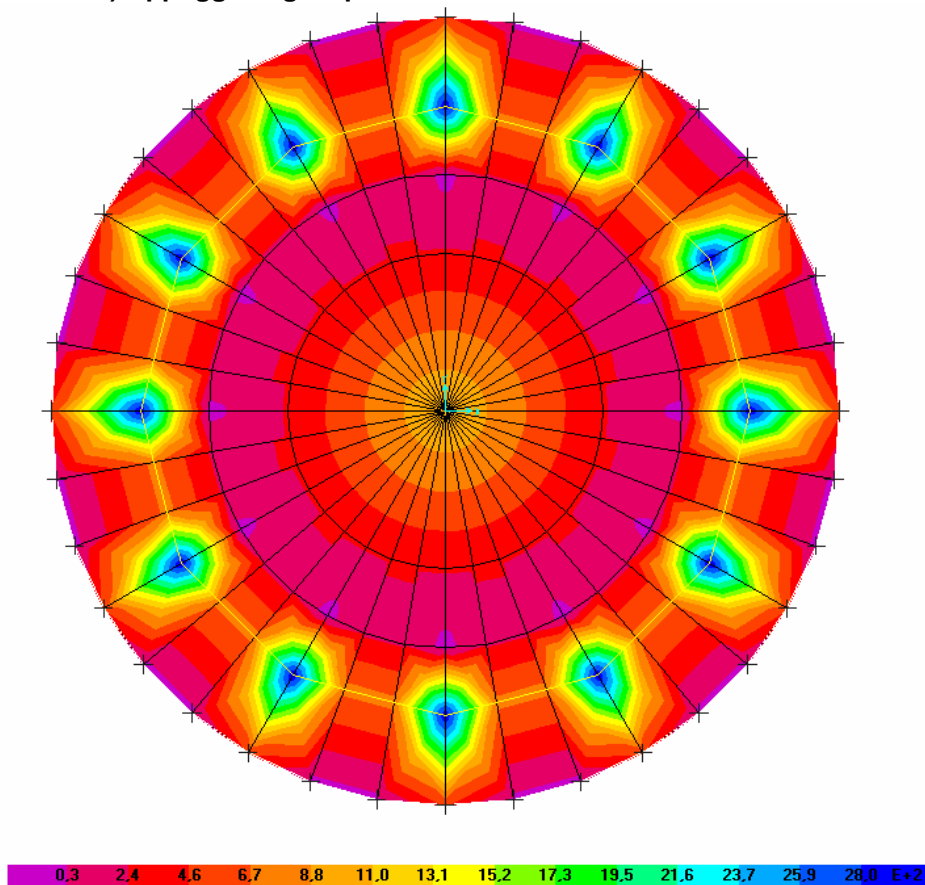
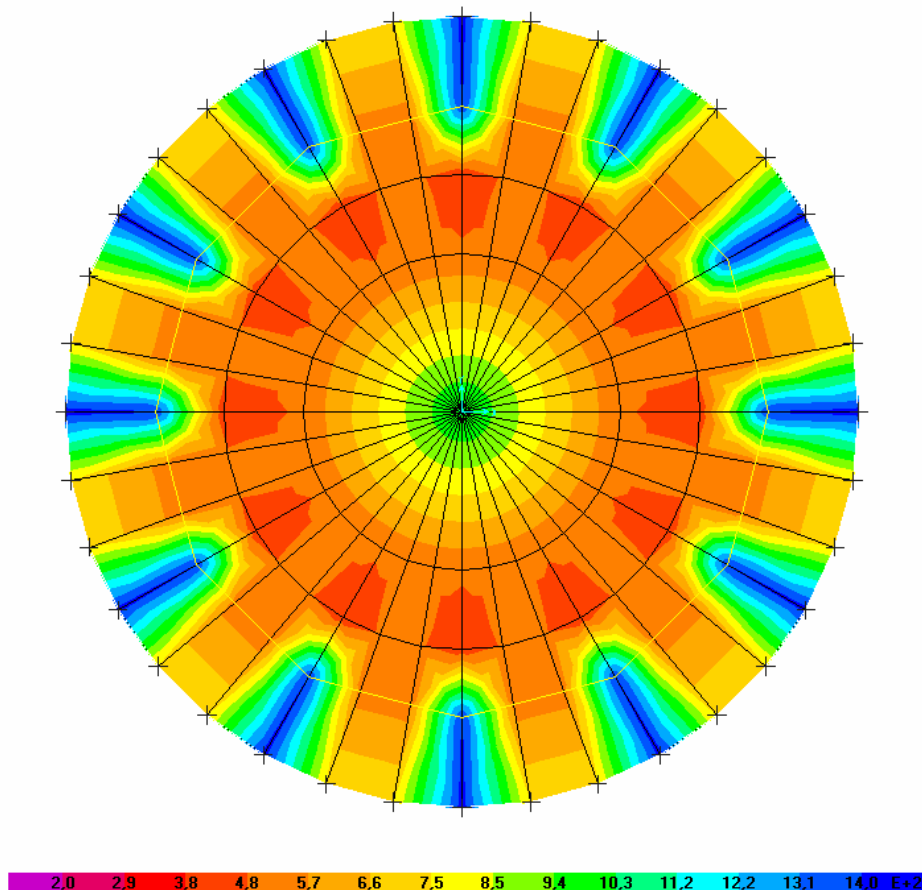


FIG. 4.2 - VERIFICA DI RESISTENZA – ELEMENTI PIASTRA - TENSIONI EQUIVALENTI

a) Appoggi lungo il perimetro**b) Incastri lungo il perimetro**

TAB. 4.1 – VERIFICA DI RESISTENZA – ELEMENTI PIASTRA - RIEPILOGO DELLE TENSIONI

Piastra	Nodo	Appoggi	Incastri	Piastra	Nodo	Appoggi	Incastri
		σ_{eq} (kg/cm ²)				σ_{eq} (kg/cm ²)	
1	1	697	1433	73	73	354	419
	2	458	735		74	498	478
	38	1069	261		110	561	506
	37	2820	1365		109	545	499
2	3	276	741	74	74	514	486
	39	1051	229		75	514	486
	38	1051	229		111	565	508
	2	276	741		110	565	508
3	3	458	735	75	75	498	478
	4	697	1433		76	354	419
	40	2820	1365		112	545	499
	39	1069	261		111	561	506
37	37	1814	1436	109	145	1099	1042
	38	703	836		109	542	486
	74	528	487		110	534	484
	73	348	399		110	145	1091
38	38	565	795		110	531	482
	39	565	795		111	531	482
	75	520	488	111	145	1099	1042
	74	520	488		111	534	484
39	39	703	836		112	542	486
	40	1814	1436				
	76	348	399				
	75	528	487				

LEGENDA

σ_{eq} = tensione equivalente secondo il criterio di Hencky-Von Mises

TAB. 4.2 – VERIFICA DI RESISTENZA – ELEMENTI TRAVE - RIEPILOGO

a) Appoggi

Trave	Ascissa (m)	M (kg cm)	V (kg)	M _t (kg cm)	σ_M (kg/cm ²)	τ_V (kg/cm ²)	τ_{Mt} (kg/cm ²)	σ_{Mt} (kg/cm ²)	σ_{eq} (kg/cm ²)
1	0	155227	-591	21501	291	-7	403	17	763
1	0,09	160576	-586	21501	301	-7	403	17	767
2	0	162553	-3	0	305	0	0	0	305
2	0,09	162553	3	0	305	0	0	0	305
3	0	160576	586	-21501	301	7	403	17	767
3	0,09	155227	591	-21501	291	7	403	17	763

b) Incastri

Trave	Ascissa (m)	M (kg cm)	V (kg)	M _t (kg cm)	σ_M (kg/cm ²)	τ_V (kg/cm ²)	τ_{Mt} (kg/cm ²)	σ_{Mt} (kg/cm ²)	σ_{eq} (kg/cm ²)
1	0	96972	-372	13616	182	-5	256	7	482
1	0,09	100330	-366	13616	188	-5	256	7	485
2	0	102210	-3	0	192	0	0	0	192
2	0,09	102210	3	0	192	0	0	0	192
3	0	100330	366	-13616	188	5	256	7	485
3	0,09	96972	372	-13616	182	5	256	7	482

LEGENDA

M = momento flettente

V = sforzo di taglio

M_t = momento torcente σ_M = tensione normale da flessione τ_V = tensione tangenziale da taglio τ_{Mt} = tensione tangenziale da torsione σ_{Mt} = tensione normale secondaria da torsione σ_{eq} = tensione equivalente secondo il criterio di Hencky-Von Mises

5. PANCONI

5.1 GENERALITÀ

Il pancone, di dimensioni 5,00 m di larghezza e 1,50 m di altezza, è costituito da un mantello in lamiera metallica di 1 cm di spessore con 5 irrigidimenti orizzontali costituiti da profili CNP200, variamente spazati tra loro (più fitti in basso, in ragione della pressione idrostatica crescente). Il manufatto è appoggiato sui due lati verticali mediante due gargami imbullonati alla struttura in c.a.

La geometria del pancone è descritta in dettaglio nel disegno di progetto.

Per il pancone vengono effettuate le verifiche di resistenza degli irrigidimenti, del mantello e degli ancoraggi.

5.2 IRRIGIDIMENTI

L'irrigidimento più sollecitato è collocato a:

h = profondità sotto il coronamento = 1,25 (m)

e riceve una striscia di mantello avente:

b = larghezza striscia di carico = 0,25 (m)

Essendo:

γ_w = peso specifico dell'acqua = 1,0 (t/m³)

γ_F = coefficiente parziale di sicurezza per i carichi = 1,3 (-)

si ha:

q_d = carico distribuito di progetto = $(\gamma_w h b) \gamma_F = (1,0 \cdot 1,25 \cdot 0,25) \cdot 1,3 = 0,40$ (t/m)

Essendo lo schema statico quello di trave appoggiata avente:

l = luce = 5,00 (m)

le caratteristiche di sollecitazione massime risultano:

M_{Ed} = momento massimo di progetto (in mezzzeria) = $q_d l^2 / 8 = 0,40 \cdot 5,00^2 / 8 = 1,25$ (tm) = 125000 (kgcm)

V_{Ed} = taglio massimo di progetto (agli estremi) = $q_d l / 2 = 0,40 \cdot 5,00 / 2 = 1,00$ (t) = 1000 (kg)

Trascurando – a largo favore di sicurezza – il contributo della striscia di mantello, essendo, per il profilo CNP200:

W = modulo resistente = 191 (cm³)

A_v = area dell'anima (resistente al taglio) = 12,8 (cm²)

ed essendo:

γ_{M0} = coefficiente parziale di sicurezza per il materiale = 1,05 (-)

risultano:

M_{cRd} = resistenza di calcolo a flessione = $\frac{W f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{191 \cdot 2800}{1,05} = 509300$ (kgcm)

V_{cRd} = resistenza di calcolo a taglio = $\frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{12,8 \cdot 2800}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 19700$ (kg)

Entrambe le condizioni di verifica ($M_{Ed} \leq M_{cRd}$ e $M_{Ed} \leq V_{cRd}$) sono pertanto largamente soddisfatte.

Quanto allo stato limite di esercizio di deformazione, di nuovo trascurando il contributo della striscia di mantello, essendo:

J = momento d'inerzia = 1911 (cm⁴)

E = modulo di elasticità = $2,1 \cdot 10^6$ (kg/cm²)

q_d' = carico distribuito di progetto = $\gamma_w h b = 1,0 \cdot 1,25 \cdot 0,25 = 0,31$ (t/m) = 3,1 (kg/cm)

risulta:

f = freccia massima = $\frac{5}{384} \frac{q_d' l^4}{E J} = \frac{5}{384} \frac{3,1 \cdot 500^4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 1911} = 0,63$ (cm)

pari a circa 1/800 della luce e da ritenersi pertanto accettabile.

5.3 MANTELLO

L'elemento di mantello più sollecitato è quello superiore, avente:

l = luce =	0,63 (m)
soggetto ad un carico triangolare di valore massimo (corrispondente alla profondità sotto il coronamento $h = 63$ cm):	
q_d = carico di progetto = $(\gamma_w h) \gamma_F = (1,0 \cdot 0,63) \cdot 1,3 =$	0,82 (t/m ²)
dove:	
γ_w = peso specifico dell'acqua =	1,0 (t/m ³)
γ_F = coefficiente parziale di sicurezza per i carichi =	1,3 (-)

Considerando lo schema statico di trave semiincastata agli estremi le caratteristiche di sollecitazione massime risultano:

M_{Ed} = momento massimo di progetto (all'estremo inferiore) = $q_d l^2/20 =$ = $0,82 \cdot 0,63^2/20 = 0,016$ (tm/m) =	1600 (kgcm/m)
V_{Ed} = taglio massimo di progetto (all'estremo inferiore) = $7 q_d l/20 =$ = $7 \cdot 0,82 \cdot 0,63/20 = 0,18$ (t) =	180 (kg)

Essendo, per la lamiera costituente il mantello (di spessore 1 cm):

W = modulo resistente =	16,7 (cm ³ /m)
A = area =	100 (cm ² /m)
ed essendo:	
γ_{M0} = coefficiente parziale di sicurezza per il materiale =	1,05 (-)

risultano:

M_{cRd} = resistenza di calcolo a flessione = $\frac{W f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{16,7 \cdot 3620}{1,05} =$	57600 (kgcm/m)
V_{cRd} = resistenza di calcolo a taglio = $\frac{A f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{100 \cdot 3620}{\sqrt{3} \cdot 1,05} =$	199000 (kg/m)

Entrambe le condizioni di verifica ($M_{Ed} \leq M_{cRd}$ e $V_{Ed} \leq V_{cRd}$) sono pertanto largamente soddisfatte.

5.4 ANCORAGGI

5.4.1 Generalità

Gli ancoraggi che vincolano i gargami lungo i bordi laterali sono sollecitati al taglio dalle componenti tangenziali delle reazioni.

Vengono esaminati tre diversi meccanismi di collasso:

- rottura al taglio delle barre;
- rottura per rifollamento della piastra;
- rottura per strappo del calcestruzzo ("pryout").

5.4.2 Verifica a taglio delle barre

Le barre di ancoraggio dei gargami sono collocati in corrispondenza degli irrigidimenti, e pertanto sono sollecitati (al taglio) dallo sforzo di taglio V_{Ed} (1000 kg per l'ancoraggio più sollecitato, v. par. 5.2).

Avendo le barre M16 (di classe 8.8):

A_{res} = area resistente =	1,57 (cm ²)
-------------------------------	-------------------------

si ha:

F_{vRd} = resistenza a taglio di progetto = $\frac{0,6 f_{td} A_{res}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 8150 \cdot 1,57}{1,25} =$	6140 (kg)
---	-----------

che soddisfa largamente la condizione di verifica $V_{Ed} \leq F_{vRd}$.

5.4.3 Verifica a rifollamento della piastra

L'azione di rifollamento V_{ERd} è pari al taglio V_{Ed} (1000 kg per l'ancoraggio più sollecitato, v. par. 5.2). A largo favore di sicurezza si trascura l'il contenimento realizzato dal piatto di battuta ortogonale alla piastra.

Essendo:

d	= diametro nominale della barra =	1,6 (cm)
t	= spessore della piastra =	2,0 (cm)
d_0	= diametro nominale del foro =	1,7 (cm)
e_2	= distanza tra centro foro e bordo piastra =	4,5 (cm)

e detto, secondo la norma del rif. 1.2.1.1:

$$k = \text{coefficiente} = \min\left(\frac{2,8 e_2}{d_0}, 2,5\right) = \min\left(\frac{2,8 \cdot 4,5}{1,7}, 2,5\right) = 2,5 \text{ (-)}$$

risulta:

$$F_{bRd} = \text{resistenza a rifollamento di progetto} = \frac{k f_{tk} d t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 4380 \cdot 1,6 \cdot 2,0}{1,25} = 29780 \text{ (kg)}$$

che soddisfa largamente la condizione di verifica $V_{ERd} \leq F_{bRd}$.

5.4.4 Verifica a strappo del calcestruzzo

La verifica viene effettuata secondo l'impostazione indicata nel rif. 1.2.1.5, già descritta al par. 3.2.3.3.

$$h_{ef} = \text{profondità efficace dell'ancoraggio} = 10 \text{ (cm)}$$

i_{\perp} = interasse tra gli ancoraggi in direzione perpendicolare all'allineamento degli ancoraggi

$$i_{//} = \text{interasse tra gli ancoraggi lungo l'allineamento degli ancoraggi} = 25 \text{ (cm)}$$

perpendicolarmente all'allineamento dell'unica fila di barre la superficie di rottura può svilupparsi per intero, cosicché:

$$s_{c\perp} = \text{lato dell'impronta di rottura in direzione perpendicolare} = 3 h_{ef} = 3 \cdot 10 = 30 \text{ (cm)}$$

mentre parallelamente all'allineamento delle barre, per il ridotto interasse tra di esse $i_{//}$ ($i_{//} < 3h_{ef}$):

$$s_{c//} = \text{lato dell'impronta di rottura in direzione parallela} = i_{//} = 25 \text{ (cm)}$$

Dette inoltre:

$$A_{cN}^0 = \text{area della superficie di rottura ideale (distanza da bordi e da altri ancoraggi tale da consentire lo sviluppo dell'intera superficie di rottura senza interferenze)} = (3 h_{ef})^2 = (3 \cdot 10)^2 = 900 \text{ (cm}^2\text{)}$$

e, nel caso in esame:

$$A_{cN} = \text{area della superficie di effettiva} = s_{c\perp} s_{c//} = 30 \cdot 25 = 750 \text{ (cm}^2\text{)}$$

si ha, secondo le indicazioni del riferimento citato:

V_{Rkc} = resistenza a strappo del calcestruzzo (valore caratteristico) =

$$= k_{hef} \psi_b \psi_r \psi_e k_f \sqrt{f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}} h_{ef} \text{ (mm)}^{1,5} \frac{A_{cN}}{A_{cN}^0} = 2 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 10,1 \sqrt{16,7} 300^{1,5} \frac{750}{900} = 34400 \text{ (N)} = 3506 \text{ (kg)}$$

con:

k_{hef}	= coefficiente correttivo per profondità dell'ancoraggio ($h_{ef} > 6 \text{ cm}$) =	2 (-)
ψ_b	= coeff. correttivo per il disturbo dei bordi (bordi assenti) =	1 (-)
ψ_r	= coeff. correttivo per presenza di armatura (si assume armatura nulla) =	0,5 (-)
ψ_e	= coeff. per eccentricità dello sforzo di trazione (trazione assente) =	1 (-)
k_f	= coefficiente per stato del calcestruzzo (calcestruzzo non fessurato, interamente compresso) =	10,1 (-)

Adottando:

$$\gamma_M = \text{coeff. di sicurezza per il materiale} = 1,5 \text{ (-)}$$

$$\gamma_{inst} = \text{coeff. di sicurezza per l'installazione (valore per sollecitazione di taglio)} = 1,0 \text{ (-)}$$

si ottiene:

$$\gamma_{Mc} = \text{coeff. di sicurezza a strappo} = \gamma_M \gamma_{inst} = 1,5 * 1,0 = 1,5 \text{ (-)}$$

ed infine:

$$\begin{aligned} V_{Rdc} &= \text{resistenza a strappo del calcestruzzo (valore di progetto)} = \\ &= V_{Rkc} / \gamma_{Mc} = 3506 / 1,5 = 2337 \text{ (kg)} \end{aligned}$$

Dal confronto tra tale valore e quello di progetto si può constatare che la condizione di verifica $V_{Ed} \leq V_{Rdc}$ è sempre soddisfatta.

6. IMPALCATURA DI SOSTEGNO DEL SOLETTONE

6.1 GENERALITÀ

L'impalcatura, destinata a sostenere sia il solettone esistente in fase di demolizione di quest'ultimo sia il getto per la sua ricostruzione, è costituita da un'orditura di travi in legno lamellare UNI EN 13377 poggiante su puntelli telescopici UNI EN 1065.

Nella zona perimetrale, non soggetta a demolizione, i puntelli sono collocati con una maglia più rada e le travi fungono solo da irrigidimento orizzontale (data la rigidità del solettone, il suo peso si scarica direttamente sulla testa dei puntelli).

Nella zona centrale, dove dopo la demolizione verrà effettuato il getto, saranno le travi a trasmetterne il peso sulla testa dei puntelli.

Nel seguito vengono presentate le verifiche relative ai due elementi strutturali, rispettivamente per le condizioni di carico significative.

6.2 PUNTELLI TELESCOPICI

La verifica – che si configura come una verifica allo SLU di collasso (per superamento della capacità resistente, eccessiva deformazione o instabilità dell'equilibrio nei diversi elementi del puntello o nel suo insieme) - consiste nel confronto tra azione (carico) e resistenza di progetto.

Trascurando – a largo favore di sicurezza – il contributo costituito dall'appoggio sulla muratura perimetrale, il puntello più sollecitato sostiene un'area A pari a $0,32 \text{ m}^2$

Essendo:

h	= spessore del solettone in c.a. =	3,25 (m)
γ_c	= peso di volume del solettone in c.a. =	2,40 (t/m ³)
p_l	= sovraccarico unitario di lavoro (rif. 1.2.1.8) =	0,15 (t/m ²)
risulta:		
P_c	= peso del solettone in c.a. = $\gamma_c A h = 2,40 \cdot 0,32 \cdot 3,25 =$	2,50 (t)
P_l	= sovraccarico di lavoro = $p_l A = 0,15 \cdot 0,32 =$	0,05 (t)
e complessivamente:		
F_k	= azione totale (valore caratteristico) = $P_c + P_l = 2,50 + 0,05 =$	2,55 (t)

Applicando:

γ_F	= coefficiente parziale per le azioni =	1,50 (-)
risulta infine:		
F_d	= azione totale (valore di progetto) = $\gamma_F F_k = 1,50 \cdot 2,50 =$	3,75 (t)

Nella norma del rif. 1.2.1.9 la portata nominale caratteristica viene definita in base alla categoria del puntello (A,B,C,D,E) e - per le classi A,B e C - alla lunghezza del puntello, secondo le espressioni riportate nella norma stessa.

Per i puntelli di classe E, vale:

R_k	= resistenza (valore caratteristico) =	5,10 (t)
ed applicando:		
γ_M	= fattore parziale di sicurezza per il materiale =	1,10 (-)
si ha:		
R_d	= resistenza (valore di progetto) = $R_k / \gamma_M = 5,10 / 1,10 =$	4,63 (t)

Risultando $R_d > F_d$ la verifica è soddisfatta.

6.3 TRAVI IN LEGNO LAMELLARE

La verifica – che si configura come una verifica allo SLU di collasso per superamento della capacità resistente in termini di taglio, momento flettente e carico all'appoggio - consiste nel confronto tra azione e resistenza di progetto.

Nella zona del getto, la trave più sfavorita è caratterizzata da:

l = luce tra due appoggi consecutivi =	0,45 (m)
b = larghezza della striscia di carico di competenza =	0,40 (m)
Assumendo:	
γ_c' = peso di volume del getto =	2,40 (t/m ³)
risulta:	
p_c = peso del getto = $\gamma_c' b h = 2,40 \cdot 0,40 \cdot 3,25 =$	3,12 (t/m)
p_l = sovraccarico di lavoro = $p_l b = 0,15 \cdot 0,40 =$	0,06 (t/m)
e complessivamente:	
p_k = azione totale (valore caratteristico) = $p_c + p_l = 3,12 + 0,06 =$	3,18 (t/m)

Assumendo, a favore di sicurezza:

- per il taglio massimo e per la reazione d'appoggio, lo schema statico di trave continua a due campate uguali;
- per il momento massimo, lo schema statico di trave semplicemente appoggiata;

risultano:

V_k = taglio massimo (valore caratteristico) = $0,625 p_k l = 0,625 \cdot 3,18 \cdot 0,45 =$	0,89 (t)
A_k = reaz. all'appoggio (valore caratteristico) = $1,25 p_k l = 1,25 \cdot 3,18 \cdot 0,45 =$	1,79 (t)
M_k = momento massimo (valore caratteristico) = $p_k l^2 / 8 = 3,18 \cdot 0,45^2 / 8 =$	0,08 (tm)

Applicando:

γ_F = coefficiente parziale per le azioni =	1,50 (-)
risultano infine:	
V_d = taglio massimo (valore di progetto) = $\gamma_F V_k = 1,50 \cdot 0,89 =$	1,33 (t)
A_d = reaz. all'appoggio (valore di progetto) = $\gamma_F A_k = 1,50 \cdot 1,79 =$	2,68 (t)
M_d = momento massimo (valore di progetto) = $\gamma_F M_k = 1,50 \cdot 0,08 =$	0,12 (tm)

Per le travi P24 (rif. 1.2.1.10), valgono:

R_{V_k} = resistenza al taglio (valore caratteristico) =	2,82 (t)
R_{A_k} = resistenza all'appoggio (valore caratteristico) =	5,64 (t)
R_{M_k} = resistenza a flessione (valore caratteristico) =	1,41 (t)

ed applicando:

γ_M = fattore parziale di sicurezza per il materiale =	1,45 (-)
k_{mod} = coefficiente correttivo per classe di servizio III (elevata umidità) e carico di breve durata (opera provvisoria) =	0,70 (-)

si ha:

R_{V_d} = resistenza al taglio (valore di progetto) = $k_{mod} R_{V_k} / \gamma_M = 0,70 \cdot 2,82 / 1,45 =$	1,36 (t)
R_{A_d} = resist. all'appoggio (valore di progetto) = $k_{mod} R_{A_k} / \gamma_M = 0,70 \cdot 5,64 / 1,45 =$	2,72 (t)
R_{M_d} = resist. a flessione (valore di progetto) = $k_{mod} R_{M_k} / \gamma_M = 0,70 \cdot 1,41 / 1,45 =$	0,68 (tm)

I valori delle resistenze risultando in tutti e tre i casi superiori ai valori delle azioni, la verifica è soddisfatta.

7. CONDOTTA

7.1 GENERALITÀ

La nuova condotta dello scarico di fondo, nella massima parte di diametro interno 1350 mm e spessore 10 mm, sarà collocata nella stessa posizione di quella preesistente, al di sotto del cunicolo, come illustrato nelle tavole di progetto.

Per essa vengono effettuate le verifiche di resistenza nella condizione di pressione interna e di stabilità in quella di pressione esterna.

I parametri geometrici sono:

t = spessore della condotta =	1 (cm)
r = raggio interno della condotta =	67,5 (cm)
e quelli meccanici:	
E = modulo elastico =	$2,1 \cdot 10^6$ (kg/cm ²)
f_{yk} = resistenza caratteristica di snervamento =	3620 (kg/cm ²)
f_{yd} = resistenza di snervamento di calcolo = $f_{yk}/\gamma_{M0} = 3620/1,05 =$	3450 (kg/cm ²)
con:	
γ_{M0} = coefficiente parziale di sicurezza per il materiale =	1,05 (-)

7.2 VERIFICA DI RESISTENZA

La pressione interna di progetto viene assunta con riferimento alla condizione di massimo invaso, caratterizzata da:

$$z_{mi} = \text{quota d'invaso} = 46,50 \text{ (m s.m.)}$$

cosicché, essendo

$$z_a = \text{quota asse condotta} = 16,50 \text{ (m s.m.)}$$

risulta:

$$p_{id} = \text{pressione interna di progetto} = \gamma_w (z_{mi} - z_a) \cdot \gamma_F = 1 (46,50 - 16,50) \cdot 1,3 = 39 \text{ (t/m}^2\text{)} = 3,9 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

essendo:

$$\gamma_w = \text{peso specifico dell'acqua} = 1,0 \text{ (t/m}^3\text{)}$$

$$\gamma_F = \text{coefficiente parziale di sicurezza per i carichi} = 1,3 \text{ (-)}$$

Si trascura, a largo favore di sicurezza, il contributo alla resistenza fornito dal calcestruzzo circostante; si considera cioè la condotta "sciolta".

Per effetto della pressione idrostatica interna si generano:

$$\sigma_{\theta d} = \text{tensione circonferenziale di progetto} = p_{id} \frac{r}{t}$$

e, per l'impedito accorciamento conseguente alla dilatazione dovuta alla pressione interna (effetto Poisson):

$$\sigma_{xd} = \text{tensione longitudinale di progetto} = \nu \sigma_{\theta}$$

che, composte secondo il criterio di Hencky-Von Mises, danno luogo a:

$$\begin{aligned} \sigma_{eqd} &= \text{tensione equivalente di progetto} = \sqrt{\sigma_{\theta}^2 + \sigma_x^2 - \sigma_{\theta}\sigma_x} = p_{id} \frac{r}{t} \sqrt{1 + \nu^2 - \nu} = \\ &= 3,9 \frac{67,5}{1} \sqrt{1 + 0,3^2 - 0,3} = 263 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

valore che soddisfa largamente la condizione di verifica $\sigma_{eqd} \leq f_{yd}$.

7.3 VERIFICA DI STABILITÀ

La verifica della stabilità elastica avviene attraverso il confronto della pressione critica della condotta con il valore della pressione esterna, che viene assunta – in valore assoluto - pari al carico idrostatico con livello al massimo invaso aumentata di 1 atm (per tener conto di una concomitante depressione massima in condotta):

$$p_{ed} = \text{pressione esterna di progetto} = p_{ed} + 1 \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 3,9 + 1 = 4,9 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Per il calcolo della pressione critica si ricorre al metodo proposto da Jacobsen (rif. 1.2.3.4).

Oltre che dai parametri indicati al precedente par. 7.1, il sistema è descritto dalle grandezze:

- ρ = raggio dell'imbozzamento
 l = semilunghezza dell'onda dell'imbozzamento
 δ = "gap" tra condotta e calcestruzzo

Per la scelta del valore del "gap" δ si assume che esso sia dovuto al ritiro del calcestruzzo e si ricorre alle indicazioni della norma del rif. 1.2.1.1, secondo la quale la deformazione totale per ritiro del calcestruzzo ε_{cs} si può esprimere come la somma di una componente per ritiro da essiccamento ε_{cd} e di una componente per ritiro autogeno ε_{ca} :

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Le due componenti vengono ricavate in relazione alle caratteristiche ambientali, meccaniche e geometriche in gioco.

$$\varepsilon_{cd0} = \text{ritiro iniziale per essiccamento (per cls classe 25 ed umidità relativa assunta pari all'80\%)} = 0,28\text{‰} (-)$$

ed essendo:

$$A_c = \text{area del cls (soletta di copertura della condotta)} = 0,48 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$u = \text{perimetro esposto all'area (larghezza del pavimento del cunicolo)} = 1,20 \text{ (m)}$$

$$h_0 = \text{dimensione fittizia} = 2 A_c / u = 2 \cdot 0,48 / 1,20 = 0,80 \text{ (m)}$$

deriva:

$$k_h = \text{parametro dell'evoluzione temporale dell'essiccamento} = 0,7 (-)$$

Si ha pertanto:

$$\varepsilon_{cd} = \text{ritiro per essiccamento a tempo infinito} = k_h \varepsilon_{cd0} = 0,7 \cdot 0,28 \text{‰} = 0,20\text{‰} (-)$$

Inoltre:

$$\varepsilon_{ca} = \text{ritiro autogeno a tempo infinito} = 2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} = 2,5 (30 - 10) 10^{-6} = 0,05\text{‰} (-)$$

ed in definitiva:

$$\varepsilon_{cs} = \text{ritiro totale a tempo infinito} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = (0,20 + 0,05) \text{‰} = 0,25\text{‰} (-)$$

che, applicato allo spessore medio del pavimento che copre la condotta ($h=0,40$ m) dà luogo a:

$$\delta = \text{"gap" tra condotta e calcestruzzo} = \varepsilon_{cs} h = 0,25\text{‰} \cdot 0,40 = 0,0001 \text{ (m)} \quad 0,1 \text{ (mm)}$$

Attraverso l'espressione dell'accorciamento elastico, l'equazione differenziale della deformata elastica e la condizione di snervamento al lembo esterno della sezione, con opportune trasformazioni si perviene al sistema di tre equazioni nelle tre incognite α , β e p_{cr} :

$$\left(\frac{r}{s}\right)^2 = \frac{\left[\left(\frac{3\pi}{2\beta}\right)^2 - 1\right] \left[\pi - \alpha + \beta \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \beta}\right)^2\right]}{12 \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \beta}\right)^3 \left[\alpha - \frac{\pi \delta}{r} - \beta \frac{\sin \alpha}{\sin \beta} \left(1 + \frac{\tan^2(\alpha - \beta)}{4}\right)\right]}$$

$$p_{cr} = \frac{E \left[\left(\frac{3\pi}{2\beta}\right)^2 - 1\right]}{12 \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \beta}\right)^3 \left(\frac{r}{s}\right)^3}$$

$$f_{yd} = E \frac{s}{2r} \left(1 - \frac{\sin \beta}{\sin \alpha}\right) + p_{cr} \frac{r}{s} \frac{\sin \alpha}{\sin \beta} \left[1 + \frac{4\beta}{\pi} \frac{r}{s} \frac{\sin \alpha}{\sin \beta} \tan(\alpha - \beta)\right]$$

dove α , β sono a loro volta espressi implicitamente da:

$$\frac{\rho}{r} = \frac{\sin \alpha}{\sin \beta}$$

$$\frac{l}{r} = \frac{2\beta\rho}{3}$$

La risoluzione del sistema consente di determinare

$$p_{cr} = \text{pressione critica} = 23,6 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

che risulta largamente superiore a quella esterna p_{ed} , e soddisfa pertanto la verifica.

8. RICOSTITUZIONE DEL PAVIMENTO DEL CUNICOLO

8.1 GENERALITÀ

Al fine di consentire lo svolgimento in sicurezza dei lavori di infilaggio della nuova condotta, il pavimento del cunicolo (largo 1,20 m) verrà demolito in una fascia centrale larga 0,60 m, e verrà in seguito ricostituito.

Lo spessore del calcestruzzo di copertura risulterà di 30 cm sul cervello della condotta e di 65 cm ai fili del cunicolo.

Per quest'ultimo occorre verificare che sia garantita la resistenza alle azioni di taglio dovute dalle sottopressioni che dovessero insorgere al contatto tra l'esterno della condotta e l'intradosso del calcestruzzo di copertura a causa di eventuali infiltrazioni anche di modestissima entità.

8.2 VERIFICA DI RESISTENZA

La struttura viene risolta attraverso l'impiego del codice di calcolo già descritto al precedente par. 3.2.1.

Essa viene discretizzata in elementi solidi, come illustrato nella fig. 8.1.

La pressione idrostatica di progetto viene assunta costante e pari a quella corrispondente alla quota di massimo invaso.

Essendo:

z_{mi} = quota d'invaso = 46,50 (m s.m.)

z_{ic} = quota di intradosso calcestruzzo = 16,50 (m s.m.)

cosciché risulta:

p_d = pressione idrostatica di progetto = $\gamma_w (z_{mi} - z_{ic}) \cdot \gamma_F = 1,0 \cdot (46,50 - 16,50) \cdot 1,3$ 39 (t/m²)

con:

γ_w = peso specifico dell'acqua = 1,0 (t/m³)

γ_F = coefficiente parziale di sicurezza per i carichi = 1,3 (-)

La tab. 8.1 riporta i risultati in termini di azioni di taglio V_{Ed} lungo alcune sezioni longitudinali.

La fig. 8.2 illustra la distribuzione delle tensioni di taglio lungo le sezioni longitudinali; da essa che esse vanno decrescendo dall'esterno verso la mezzeria del cunicolo.

Per la verifica si adotta il metodo "attrito-taglio" indicato nel rif. 1.2.1.11 per la valutazione della resistenza lungo un piano di potenziale rottura al taglio, di contatto tra due materiali differenti o tra due getti di calcestruzzo eseguiti in tempi diversi.

Tale resistenza V_{Rd} è dovuta al contributo fornito dall'armatura attraversante il piano V_{Rda} ed a quello del calcestruzzo V_{Rdc} :

V_{Rd} = resistenza di progetto al taglio = $V_{Rda} + V_{Rdc}$

Trascurando completamente – a largo favore di sicurezza – il secondo termine ci si limita ad assumere:

V_{Rd} = resistenza di progetto al taglio = $V_{Rda} = \frac{\mu A_a f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{1,0 \cdot 8,04 \cdot 4580}{1,15} = 32020$ (kg/m)

dove:

A_a = area armatura (1+1 ϕ 16/50) = 8,04 (cm²/m)

μ = coefficiente di attrito (valore corrispondente a superficie intenzionalmente irruvidita, profondità scalfittura dell'ordine di 6-7 mm) = 1,0 (-)

Dal confronto della resistenza con i valori delle azioni di progetto riportati nella tab. 8.1 si può constatare che la condizione di verifica $V_{Rd} > V_{Ed}$ è sempre soddisfatta.

FIG. 8.1 - VERIFICA DI RESISTENZA – SCHEMA GEOMETRICO

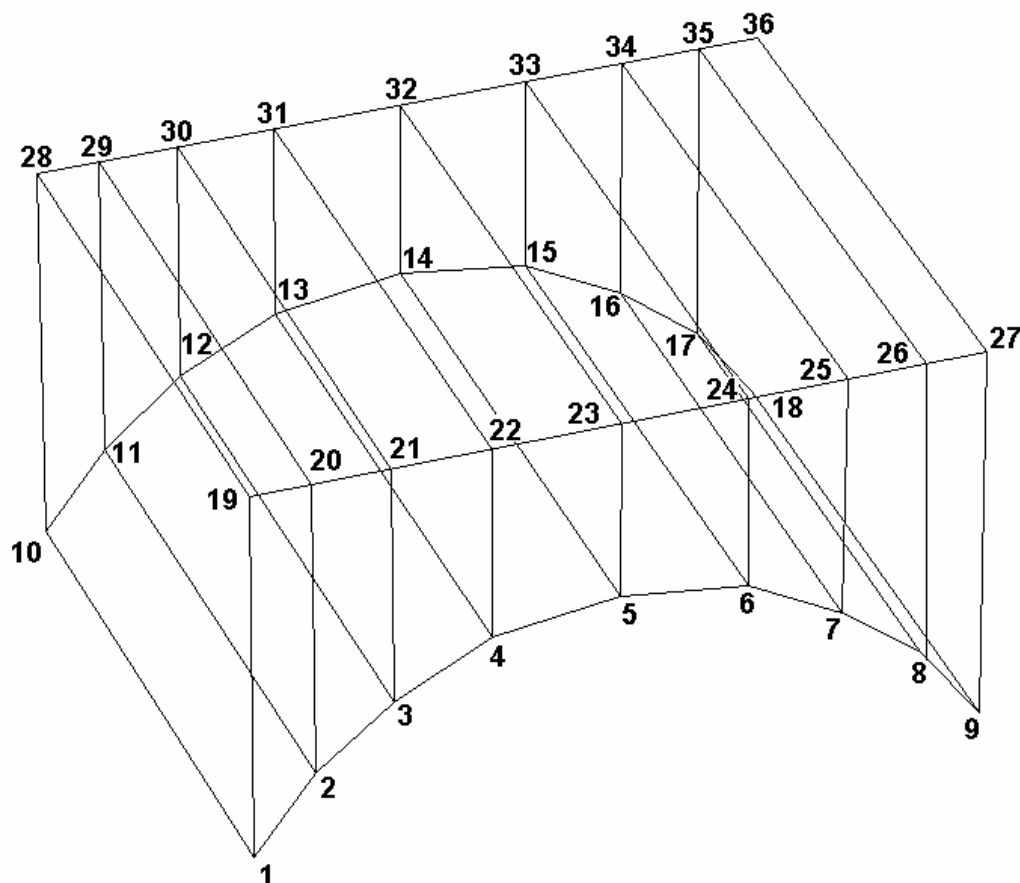


FIG. 8.2 - VERIFICA DI RESISTENZA – TENSIONI DI TAGLIO

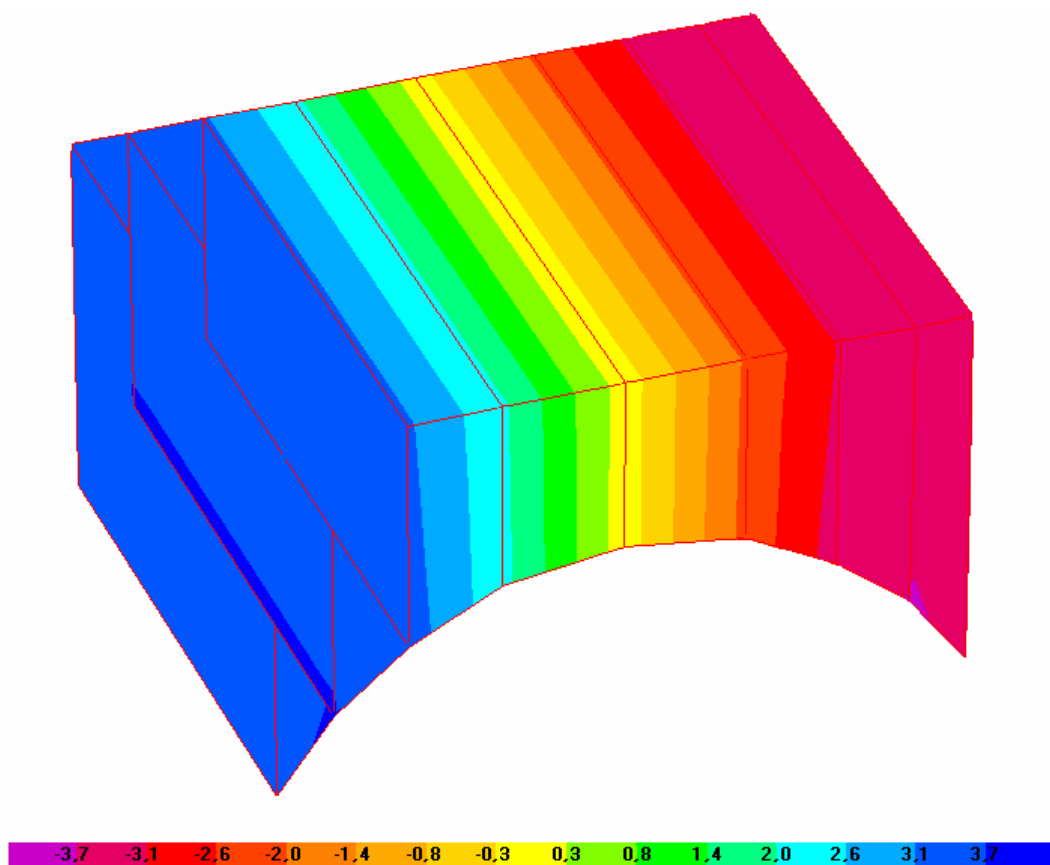


FIG. 8.1 - VERIFICA DI RESISTENZA – RIEPILOGO DELLE AZIONI DI TAGLIO

Superficie	V_{Ed} (kg/m)
1-10-28-19 9-18-36-27	22820
2-11-29-20 8-17-35-26	19060
3-12-30-21 7-16-34-25	14130
4-13-31-22 6-15-33-24	8030
5-14-32-23	0

LEGENDA V_{Ed} = azioni di taglio

9. RICOSTITUZIONE DEL BLOCCO DI COPERTURA DEL DISSIPATORE

9.1 GENERALITÀ

Per la realizzazione dell'intervento di progetto si rende necessaria la demolizione del blocco di copertura del dissipatore che avvolge il gomito della condotta di scarico, per un'area in pianta di $a \times b$ di 2,70x2,80 m ed un'altezza h di 3,25 m.

Il blocco sarà in seguito ricostituito con cls, riprendendo i ferri di armatura preesistenti (in numero e dimensione) previa perforazione, così da ripristinare la monoliticità del blocco.

Occorre verificare che sia garantita la resistenza alle azioni di taglio al contatto tra il nuovo getto e la parte rimasta in opera.

9.2 VERIFICA DI RESISTENZA

Essendo:

$$\gamma_c = \text{peso di volume} = 2,40 \text{ (t/m}^3\text{)}$$

trascurando – a favore di sicurezza – il vuoto dovuto al gomito, si ha:

$$Q_d = \text{carico di progetto} = \gamma_{ca} a b h \gamma_F = 2,40 \times 2,70 \times 2,80 \times 3,25 \times 1,3 = 76,66 \text{ (t)}$$

con:

$$\gamma_F = \text{coefficiente parziale di sicurezza per i carichi} = 1,3 \text{ (-)}$$

Considerando – sempre a favore di sicurezza – che il blocco si regga sulle sole due facce longitudinali (trascurando cioè il contributo delle facce di monte e di valle, anch'esse cucite al blocco mediante apposita armatura), su ciascuna delle due facce agisce:

$$V_{Ed} = \text{azione di progetto al taglio} = Q_d/2 = 76,66/2 = 38,33 \text{ (t)} = 38330 \text{ (kg)}$$

Per la verifica si adotta il metodo "attrito-taglio" indicato nel rif. 1.2.1.11 già descritto al precedente par. 8.2.

Considerando - a favore di sicurezza – il solo contributo alla resistenza fornito dall'armatura risulta:

$$V_{Rd} = \text{resistenza di progetto al taglio} = V_{Rda} = \frac{\mu A_a f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{1,0 \times 226,19 \times 4580}{1,15} = 900800 \text{ (kg)}$$

dove:

$$A_a = \text{area armatura (72}\phi 20\text{)} = 226,19 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\mu = \text{coefficiente di attrito (valore corrispondente a superficie intenzionalmente irruvidita, profondità scalfittura dell'ordine di 6-7 mm)} = 1,0 \text{ (-)}$$

Dal confronto della resistenza con l'azioni di progetto si può constatare che la condizione di verifica $V_{Rd} > V_{Ed}$ è sempre largamente soddisfatta.

10. PARATOIA

10.1 GENERALITÀ

Il diaframma della paratoia è costituita da una piastra quadrata di lato 150 cm e spessore 7 cm.

Per la paratoia viene effettuata la verifica allo stato limite ultimo di resistenza.

Viene inoltre effettuata la verifica dello stato limite di esercizio del contatto paratoia-calcestruzzo.

Viene inoltre verificata l'idoneità del cilindro oleodinamico esistente (e della relativa centralina) – di cui non è prevista la sostituzione – ad assicurare le spinte necessarie per le manovre della paratoia.

Poichè, grazie alla presenza del by-pass, in occasione delle manovre la paratoia lavora con carico equilibrato, per tutte le verifiche la condizione più sfavorevole è costituita da carico idrostatico agente sulla paratoia completamente chiusa, e quindi appoggiata su tre lati, costituiti dai due bordi laterali e da quello superiore (la tenuta sul bordo inferiore avviene per schiacciamento di una tenuta in gomma, e pertanto, a favore di sicurezza, non viene considerata).

La geometria della paratoia è caratterizzata da:

l	= lato (netto agli appoggi) =	1,45 (m)
l'	= lato (lordo diaframma) =	1,50 (m)
t	= spessore =	0,07 (m)

10.2 DIAFRAMMA

10.2.1 Verifica di resistenza

Trattandosi di verifica allo SLU, con:

$$\gamma_F = \text{coefficiente parziale di sicurezza per i carichi} = 1,3 \text{ (-)}$$

ed essendo:

$$Z_{mi} = \text{quota d'invaso (max invasivo)} = 46,50 \text{ (m s.m.)}$$

$$Z_{ac} = \text{quota asse paratoia} = 16,50 \text{ (m s.m.)}$$

$$\gamma_w = \text{peso specifico dell'acqua} = 1,0 \text{ (t/m}^3\text{)}$$

risulta:

$$p_d = \text{pressione idrostatica di progetto} = \gamma_w (Z_{mi} - Z_{ic}) \gamma_F = 1,0 \cdot (46,50 - 16,50) \cdot 1,3 = 39 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

Per le condizioni di vincolo del problema (appoggio su 3 lati, i 4 lati), con riferimento alle formule riportate nei rinf. 1.2.3.5 e 1.2.3.6 si ha:

- a centro piastra:

$$M_{xs} = \text{momento lungo x} = 0,0390 p_d l^2$$

$$M_{ys} = \text{momento lungo y} = 0,0799 p_d l^2$$

$$M_{sris} = \text{momento risultante} = \sqrt{0,0390^2 + 0,0799^2 - 0,030 \cdot 0,0799} p_d l^2 = \sqrt{0,0392 + 0,0799^2 - 0,030 \cdot 0,0799} \cdot 39 \cdot 1,45^2 = 5,67 \text{ (tm/m)}$$

- in mezzeria del bordo libero:

$$M_{xa} = \text{momento lungo x} = 0,0335 p_d l^2$$

$$M_{ya} = \text{momento lungo y} = 0,1118 p_d l^2$$

$$M_{aris} = \text{momento risultante} = \sqrt{0,0335^2 + 0,1118^2 - 0,0335 \cdot 0,1118} p_d l^2 = \sqrt{0,0335^2 + 0,1118^2 - 0,0335 \cdot 0,1118} \cdot 39 \cdot 1,45^2 = 8,15 \text{ (tm/m)}$$

$$M_{xs} = \text{momento lungo x} = 0,0390 p_d l^2$$

$$M_{ys} = \text{momento lungo y} = 0,0799 p_d l^2$$

ed essendo:

$$W = \text{modulo resistente} = t^2/6 = 0,07^2/6 = 0,00082 \text{ (m}^3\text{/m)}$$

si ha:

$$\sigma_{seq} = \text{max tensione normale equivalente a centro piastra} = M_{sris}/W = 5,67/0,00082 = 6920 \text{ (t/m}^2\text{)} = 692 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{aeq} = \text{max tensione normale equivalente in mezzeria del bordo libero} = M_{aris}/W = 8,15/0,00082 = 9937 \text{ (t/m}^2\text{)} = 994 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Dal confronto con:

$$f_{yd} = \text{resistenza di progetto} = f_{yk}/\gamma_{M0} = 3620/1,05 = 3450 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

si deduce che la condizione di verifica ($\sigma_{eq}(p_d) < f_{yd}$) risulta soddisfatta.

10.2.2 Verifica di deformazione

Trattandosi di verifica allo SLE con:

$$\begin{aligned} \gamma_F &= \text{coefficiente parziale di sicurezza per i carichi} = 1,0 \text{ (-)} \\ \text{ed essendo:} \\ z_{mi} &= \text{quota d'invaso (max invaso)} = 46,50 \text{ (m s.m.)} \\ z_{ac} &= \text{quota asse paratoia} = 16,50 \text{ (m s.m.)} \\ \gamma_w &= \text{peso specifico dell'acqua} = 1,0 \text{ (t/m}^3\text{)} \\ \text{risulta:} \\ p_d &= \text{pressione idrostatica di progetto} = \gamma_w (z_{mi} - z_{ic}) \gamma_F = 1,0 \cdot (46,50 - 16,50) \cdot 1,0 = 30 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Per le condizioni di vincolo del problema (appoggio su 3 lati, i 4 lati), con riferimento alle formule riportate nel rif. 1.2.3.6,

essendo:

$$E = \text{modulo elastico} = 21 \cdot 10^6 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

si ha:

$$\begin{aligned} w_s &= \text{deformazione in mezzeria del bordo libero (massima nella piastra)} = \\ &= \frac{0,1404 p_d l^4}{E t^3} = \frac{0,1404 \cdot 30 \cdot 1,45^4}{21 \cdot 10^6 \cdot 0,07^3} = 0,00026 \text{ (m)} = 2,6 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

pari a circa 1/600 del lato del diaframma, valore da considerare ammissibile.

10.3 CONTATTO PARATOIA-CALCESTRUZZO

Trattandosi di verifica allo SLE, si adotta:

$$\gamma_F = \text{coefficiente parziale di sicurezza per i carichi} = 1,0 \text{ (-)}$$

Per la combinazione di esercizio rara, essendo (v. par. 10.2):

$$p_d = \text{pressione idrostatica di progetto} = 30 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

sulla paratoia agisce:

$$S_d = \text{spinta idrostatica totale} = p_d l^2 = 30 \cdot 1,50^2 = 67,5 \text{ (t)}$$

Si fa riferimento alla fig. 10.1.

La spinta si scarica sul perimetro di contatto con il calcestruzzo, diffondendosi a 45° attraverso lo spessore del telaio e del gargame ($s=8,4$ cm).

Considerando – a favore di sicurezza – che il contatto tra paratoia e gargame avvenga lungo una linea (e non su una superficie della larghezza della battuta), sul calcestruzzo si ha:

$$p_c = \text{pressione di contatto} = \frac{S_d}{3 (2 s l)} = \frac{67,5}{3 (2 \cdot 0,084 \cdot 1,45)} = 93 \text{ (t/m}^2\text{)} = 9,3 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Poiché (v. par. 2.1.4)

$$f_{ck} = \text{resistenza caratteristica} = 167 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

e quindi (par. 4.1.2.2.5.1 della norma del rif. 1.2.1.1):

$$\sigma_c = \text{tensione di compressione limite} = 0,6 f_{ck} = 0,6 \cdot 167 = 100 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

la condizione regolamentare è largamente soddisfatta.

10.4 CILINDRO OLEODINAMICO

10.4.1 Caratteristiche geometriche e operative

Il cilindro è caratterizzato dalle seguenti dimensioni:

$$\begin{aligned} d_{ke} &= \text{diametro interno cilindro} = 200 \text{ (mm)} = & 20 \text{ (cm)} \\ d_{st} &= \text{diametro stelo} = 90 \text{ (mm)} = & 9 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

cosciché si ha:

$$\begin{aligned} A_{Ap} &= \text{area di spinta in apertura (stelo entrante)} = \frac{\pi (d_{ki}^2 - d_{st}^2)}{4} = \frac{\pi (20^2 - 9^2)}{4} = & 250 \text{ (cm}^2\text{)} \\ A_{Ch} &= \text{area di spinta in chiusura (stelo uscente)} = \frac{\pi d_{ki}^2}{4} = \frac{\pi 20^2}{4} = & 314 \text{ (cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

10.4.2 Verifica delle manovre

Le forze in gioco durante le manovre sono:

$$\begin{aligned} P_p &= \text{peso della paratoia (diaframma, accessori, ...) =} & 1,30 \text{ (t)} \\ P_a &= \text{peso delle aste (1) e dello stelo =} & 0,80 \text{ (t)} \\ S_h &= \text{spinta idrostatica orizzontale} = \gamma_w (Z_{mi} - Z_{ac}) l'^2 = 1,0 (46,50 - 16,50) 1,50^2 = & 67,50 \text{ (t)} \\ F_a &= \text{forza di attrito paratoia-gargami} = \phi S_h = 0,3 * 67,50 = & 20,25 \text{ (t)} \\ S_{vs} &= \text{spinta idrostatica verticale superiore (verso il basso) =} \\ &= \gamma_w (Z_{mi} - Z_{sp}) t_p l' = 1,00 (46,50 - 17,25) 0,07 * 1,50 = & 3,07 \text{ (t)} \\ S_{viAp} &= \text{spinta idrostatica verticale inferiore (verso l'alto) in fase di apertura (con} \\ &\text{effetto downpull)} = \gamma_w (Z_{mi} - Z_{ip}) k_d t_p l' = 1,00 (46,50 - 15,75) 0,4 * 0,07 * 1,50 = & 1,29 \text{ (t)} \\ S_{viCh} &= \text{spinta idrostatica verticale inferiore (verso l'alto) in fase di chiusura (senza} \\ &\text{effetto downpull)} = \gamma_w (Z_{mi} - Z_{ip}) t_p l' = 1,00 (46,50 - 15,75) 0,07 * 1,50 = & 3,23 \text{ (t)} \end{aligned}$$

dove, oltre alle grandezze indicate nei precedenti par. 10.1 e 10.2.1, i simboli assumono i seguenti significati e valori:

$$\begin{aligned} \phi &= \text{coefficiente di attrito (ottone-acciaio)} = & 0,3(-) \\ k_d &= \text{coefficiente di sottospinta ("downpull coefficient", v. rif. 1.2.3.7)} = & 0,4(-) \\ t_p &= \text{spessore del diaframma} = & 0,07 \text{ (m)} \\ Z_{sp} &= \text{quota superiore paratoia} = & 17,25 \text{ (m s.m.)} \\ Z_{ip} &= \text{quota inferiore paratoia} = & 15,75 \text{ (m s.m.)} \end{aligned}$$

In definitiva risulta:

$$\begin{aligned} S_{Ch} &= \text{spinta del cilindro in chiusura (stelo uscente)} = \\ &= P_p + P_a + F_a + S_{vs} - S_{viCh} = 1,30 + 0,80 + 20,25 + 3,07 - 3,23 = 22,19 \text{ (t)} & 22190 \text{ (kg)} \\ S_{Ap} &= \text{spinta del cilindro in apertura} = \\ &= P_p + P_a + F_a + S_{vs} - S_{viAp} = 1,30 + 0,80 + 20,25 + 3,07 - 1,29 = 24,13 \text{ (t)} & 24130 \text{ (kg)} \end{aligned}$$

a cui corrispondono:

$$\begin{aligned} p_{Ch} &= \text{pressione massima in chiusura} = \frac{S_{Ch}}{A_{Ch}} = \frac{22190}{314} = 70,7 \text{ (kg/cm}^2\text{)} & 69 \text{ (bar)} \\ p_{Ap} &= \text{pressione massima in apertura} = \frac{S_{Ap}}{A_{Ap}} = \frac{24130}{250} = 96,5 \text{ (kg/cm}^2\text{)} = & 95 \text{ (bar)} \end{aligned}$$

Rispetto alla pressione nominale del dispositivo (PN = 200 bar) si ha quindi:

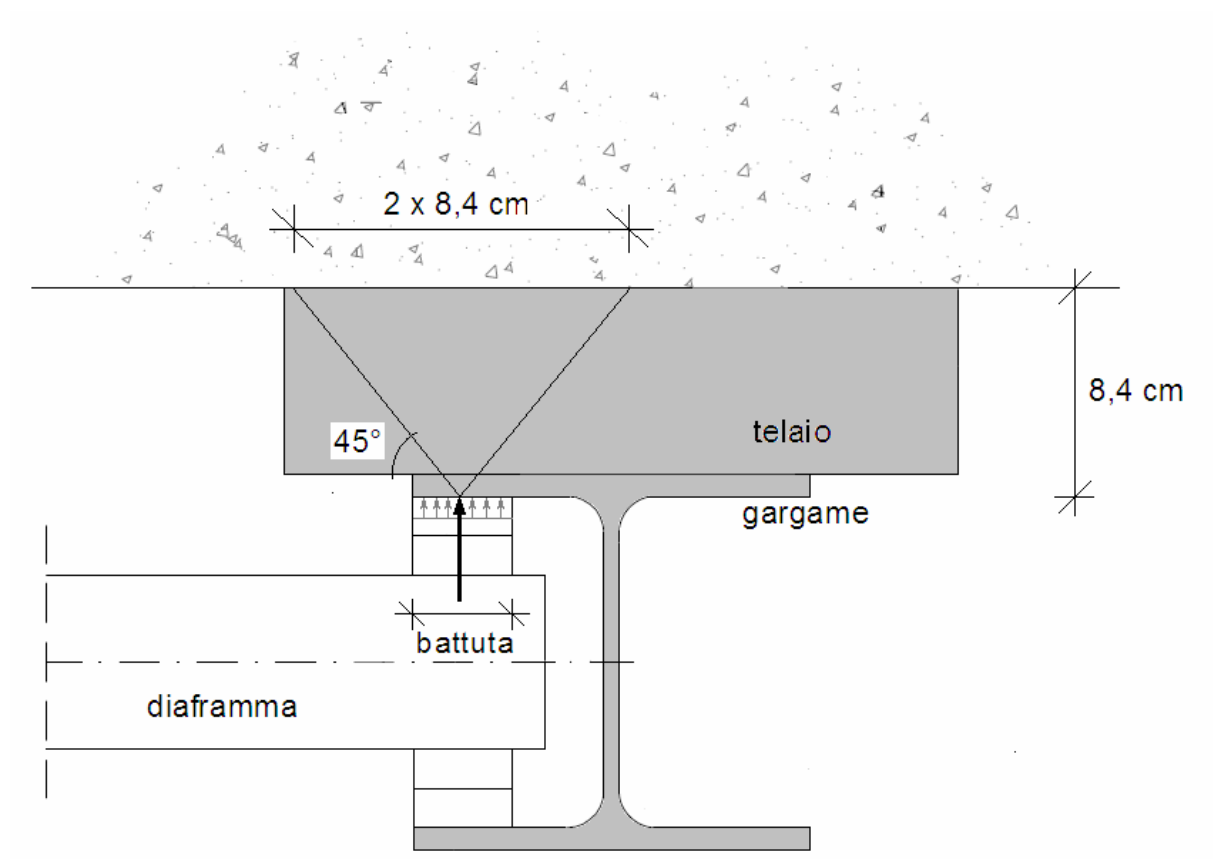
$$FS = \text{fattore di sicurezza} = \frac{PN}{p_{Ap}} = \frac{200}{95} = 2,10 (-)$$

e pertanto il dispositivo esistente è idoneo all'utilizzo nelle condizioni risultanti dall'intervento (2).

(1) A favore di sicurezza su tutta la lunghezza si assume il peso non immerso

(2) Ciò anche se si tiene conto di una perdita di pressione all'inizio dello spostamento (valutabile in qualche bar).

FIG. 10.1 – CONTATTO PARATOIA-CALCESTRUZZO – SCHEMA GEOMETRICO



11. SCALA

11.1 GENERALITÀ

La scala, di larghezza 70 cm, è costituita da gradini in grigliato elettrofuso maglia 15x76 barre 2x30 (del peso di 36 kg/m²) sorretti da cosciali costituiti da profili UPN 200, nonché, in corrispondenza dell'angolo tra le due rampe, da un pilastro realizzato con un profilo HEA 240.

Per entrambi i profili le grandezze geometriche e statiche necessarie per le verifiche vengono riportate nella tab. 11.1.

La determinazione delle classi dei profili utilizzati, svolta secondo le indicazioni delle tabb. 4.2.I e 4.2.II del rif. 1.2.1.1, è riportata nella tab. 11.2, da cui risulta che il profilo HEA240 è di classe 2 e quello UPN200 di classe 1.

I collegamenti della struttura metallica con quella in cls (salvo quello al soffitto), nonché quelli dell'asta 2 (pilastro) con l'asta 1 (cosciale) e con l'asta 3 (irrigidimento) sono realizzati mediante piastre imbullonate. Sono presenti due piastre tipo, le cui caratteristiche geometriche sono indicate nelle figg. 11.1, 11.2 e 11.3.

I collegamenti dell'asta 2 (pilastro) con l'asta 5 (cosciale) e con l'asta 4 (irrigidimento) sono realizzati direttamente mediante bullonatura. I due collegamenti sono rappresentati nelle figg. 11.4 e 11.5 rispettivamente.

11.2 ANALISI DEI CARICHI

Essendo:

b	= larghezza della scala =	0,70 (m)
p _g	= peso dei gradini =	36 (kg/m ²)
p _p	= peso del parapetto =	30 (kg/m)
q _f	= carico variabile =	400 (kg/m ²)

Per le verifiche agli stati limite ultimi SLU si adotta:

γ _{G1}	= coefficiente di sicurezza sui carichi permanenti (pesi propri) =	1,3 (-)
γ _{G2}	= coefficiente di sicurezza sui carichi permanenti portati e variabili =	1,5 (-)

I pesi propri q_{d1} vengono automaticamente calcolati dal programma utilizzato (v. par. 11.3), quelli permanenti portati e variabili q_{d1} risultano per gli SLU:

$$q_{d2SLU} = \gamma_{G2} [(p_g + q_f) b/2 + p_p] = 1,5 [(36+400) 0,70/2 + 30] = 274 \text{ (kg/m)}$$

mentre per gli stati limite di esercizio SLE, essendo:

$$\gamma_G = \text{coeff. di sicurezza sui carichi permanenti, permanenti portati e variabili} = 1,0 \text{ (-)}$$

risulta:

$$q_{d2SLE} = \text{carico di progetto SLE} = \gamma_G [p_c + (p_g + q_f) b/2 + p_p] = 1,0 [(36+400) 0,70/2 + 30] = 183 \text{ (kg/m)}$$

11.3 RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura viene risolta attraverso l'impiego il codice di calcolo già descritto al precedente par. 3.2.1. Essa viene discretizzata in 5 elementi trave, rappresentativi del pilastro d'angolo e delle 4 travi che in esso convergono (cosciali ed irrigidimenti), come illustrato nella fig. 11.8.

Vengono analizzate due diverse condizioni di carico (per lo SLU e per lo SLE) e due diverse condizioni di vincolo (appoggi ed incastri).

Vengono analizzate due diverse condizioni di vincolo:

- "appoggi": vincoli al pavimento, alle pareti ed al solaio costituiti da appoggi (v. fig. 11.8.a).
- "incastri": vincoli al pavimento e alle pareti costituite da incastri, vincolo al solaio costituito da appoggio (v. fig. 11.8.b);

ciò in relazione alla diversa configurazione dei giunti: piastre imbullonate al pavimento ed ai muri (con comportamento intermedio tra incastro perfetto ed appoggio, in quanto il loro comportamento dipende dalla rigidità piastra-bullonatura-calcestruzzo) e piatto appoggiato sul solaio (i due bulloni previsti impediscono semplicemente gli sbandamenti trasversali).

Le tabb. 11.3 e 11.4 (relative rispettivamente alla configurazione appoggiata ed a quella incastrata) riportano i valori delle sollecitazioni di momento, sforzo normale e taglio nei punti significativi della struttura.

11.4 VERIFICHE DELLE MEMBRATURE

11.4.1 Verifica a taglio

La verifica a taglio (SLU) viene eseguita secondo le disposizioni del par. 4.2.4.1.2.4 del rif. 1.2.1.1.

Le sezioni resistenti al taglio (rispettivamente A_{vw} e A_{vf} nel piano dell'anima e nel piano delle ali, calcolate secondo le formule riportate nel citato paragrafo della normativa) sono riportate nella tab. 11.1 per i diversi profili impiegati.

Esse sono utilizzate per la determinazione di:

$$V_{cRd} = \text{resistenza di progetto a taglio} = \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_M}$$

con f_{yk} resistenza caratteristica di snervamento e γ_M coefficiente parziale di sicurezza (v.par. 2.1).

Nella tab. 11.5 per ciascuna delle aste costituenti la struttura e per le due diverse condizioni di vincolo adottate (v. par. 11.3) è riportato il confronto tra azioni V_{Ed} (valori massimi lungo l'asta) e resistenze V_{cRd} .

Dal suo esame si deduce che la condizione di verifica regolamentare ($V_{cRd} \geq V_{Ed}$) è sempre soddisfatta con ampio margine.

11.4.2 Verifica a pressoflessione biassiale

La verifica a pressoflessione biassiale (SLU) viene eseguita secondo le disposizioni del par. 4.2.4.1.2.8 della norma rif. 1.2.1.1, tenuto anche conto di quanto prescritto dal par. 4.2.4.1.2.9 della stessa norma, circa l'adozione della formulazione per la presso flessione deviata nel caso di $V_{Ed} \leq 50\% V_{cRd}$, circostanza realizzata appunto per tutti gli elementi della struttura in esame (v. tab. 11.5).

La condizione di verifica per sezioni generiche di classe 1 e 2 (quali quelle in esame) è espressa dalla formula 4.2.39 del suddetto riferimento:

$$\frac{M_{Edw}}{M_{NRdw}} + \frac{M_{Edf}}{M_{NRdf}} \leq 1$$

dove:

M_{Edw} = momento agente di progetto (nel piano dell'anima)

M_{Edf} = momento agente di progetto (nel piano delle ali)

M_{NRdw} = momento resistente plastico di progetto (nel piano dell'anima) = $M_{plw} = \frac{W_{plw} f_{yk}}{\gamma_M}$

M_{NRdf} = momento resistente plastico di progetto (nel piano delle ali) = $M_{plf} = \frac{W_{plf} f_{yk}}{\gamma_M}$

con f_{yk} resistenza caratteristica di snervamento e γ_M coefficiente parziale di sicurezza (v.par. 2.1) e W_{plw} , W_{plf} moduli resistenti plastici rispettivamente nel piano dell'anima e nel piano delle ali.

Nella tab. 11.6 per ciascuna delle aste costituenti la struttura e per le due diverse condizioni di vincolo adottate (v. par. 11.3) sono riportati i diversi momenti agenti ed il valore della disequazione di verifica.

Dall'esame della suddetta tabelle la condizione di verifica risulta soddisfatta in tutti i casi.

11.4.3 Verifica di stabilità

La verifica viene eseguita secondo le disposizioni del par. C4.2.4.1.3.3.1 del rif. 1.2.1.2.

La condizione di verifica è espressa dalla formula C4.2.32 del suddetto riferimento:

$$\left[\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} A} + \frac{M_{Edw eq}}{W_{plw} (1 - N_{Ed}/N_{crw})} + \frac{M_{Edf eq}}{W_{plf} (1 - N_{Ed}/N_{crf})} \right] \frac{\gamma_M}{f_{yk}} \leq 1$$

dove (oltre alle grandezze definite nei precedenti paragrafi):

$M_{Edw eq}$ = momento agente equivalente di progetto (nel piano dell'anima) = 1,3 M_{mEdw}

$M_{Edf eq}$ = momento agente equivalente di progetto (nel piano delle ali) = 1,3 M_{mEdf}

con M_{mEdw} e M_{mEdf} valori medi del momento agente lungo l'elemento (rispettivamente nel piano dell'anima e nel piano delle ali).

N_{crw} = carico critico euleriano (nel piano dell'anima) = $\frac{\pi^2}{\lambda_w^2} E A$

N_{crf} = carico critico euleriano (nel piano delle ali) = $\frac{\pi^2}{\lambda_f^2} E A$

λ_w = snellezza (nel piano dell'anima) = $\beta \frac{l}{i_w}$

λ_f = snellezza (nel piano dell'anima) = $\beta \frac{l}{i_f}$

con i_w e i_f raggi d'inerzia (rispettivamente nel piano dell'anima e nel piano delle ali), l lunghezza dell'elemento, A area della sezione, E modulo elastico

β = coefficiente di vincolo = 0,7 (-) per incastro-incastro
0,8 (-) per incastro-cerniera

λ_w^* = snellezza adimensionale (nel piano dell'anima) = $\sqrt{\frac{A f_{yk}}{N_{crw}}} = \frac{\lambda_w}{\pi} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E}}$

λ_f^* = snellezza adimensionale (nel piano delle ali) = $\sqrt{\frac{A f_{yk}}{N_{crf}}} = \frac{\lambda_f}{\pi} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E}}$

χ_w = coefficiente di riduzione (nel piano dell'anima) = $\frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi - \lambda_w^{*2}}}$

χ_f = coefficiente di riduzione (nel piano delle ali) = $\frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi - \lambda_f^{*2}}}$

χ_{min} = coefficiente di riduzione minimo = $\min(\chi_w, \chi_f)$

Φ_w = coefficiente di riduzione (nel piano dell'anima) = $0,5 [1 + \alpha (\lambda_w^* - 0,2) + \lambda_w^{*2}]$

Φ_f = coefficiente di riduzione (nel piano delle ali) = $0,5 [1 + \alpha (\lambda_f^* - 0,2) + \lambda_f^{*2}]$

α = coefficiente di imperfezione

(funzione della curva di instabilità adottata) = 0,34 (-) per HEA240 nel piano dell'anima
= 0,49 (-) per gli altri profili

I calcoli sono riportati in dettaglio nelle tabb. 11.7 e 11.8 (per la configurazione con vincoli esterni costituiti da appoggi) e nelle tabb. 11.9 e 11.10 (per la configurazione con vincoli esterni costituiti da incastri). Dal loro esame si può dedurre che la condizione di verifica è sempre largamente soddisfatta.

11.4.4 Verifica di deformazione

La tab. 11.11 riporta i valori delle deformazioni massime (SLE di esercizio) delle diverse membrature per le due condizioni di vincolo.

Da esse risulta che in tutti i casi le deformazioni sono estremamente ridotte.

11.5 VERIFICHE DEI COLLEGAMENTI

11.5.1 Generalità

I collegamenti della struttura metallica con quella in cls (salvo quello al soffitto), nonché quelli dell'asta 2 (pilastro) con l'asta 1 (cosciale) e con l'asta 3 (irrigidimento) sono realizzati mediante piastre imbullonate.

I collegamenti dell'asta 2 (pilastro) con l'asta 5 (cosciale) e con l'asta 4 (irrigidimento) sono realizzati direttamente mediante bullonatura.

La verifica viene eseguita secondo le disposizioni del par. 4.2.8 del rif. 1.2.1.1, esaminando entrambi i meccanismi di rottura:

- verifica della bullonatura (a taglio e trazione);
- verifica a rifollamento della piastra (o dell'elemento di asta).

11.5.2 Determinazione delle resistenze di progetto

Vengono calcolate:

$$F_{vRd} = \text{resistenza di progetto a taglio della bullonatura (bulloni classe 8.8)} = n_{bv} \frac{0,6 f_{tbk} A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{tRd} = \text{resistenza di progetto a trazione della bullonatura} = n_{bt} \frac{0,9 f_{tbk} A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

con:

n_{bv} = numero dei bulloni resistenti a taglio

n_{bt} = numero dei bulloni resistenti a trazione

f_{tbk} = resistenza caratteristica a rottura del bullone =

8150 (kg/cm²)

A_{res} = area resistente del bullone (M16) (1) =

1,57 (cm²)

γ_{M2} = coeff. parziale di sicurezza =

1,25 (-)

e:

$$F_{bRd} = \text{resistenza di progetto a rifollamento della piastra} = \sum \frac{k \alpha f_{tk} d t}{\gamma_{M2}}$$

dove la sommatoria è estesa a tutti i bulloni, di bordo (n_{bb}) ed interni (n_{bi}) e:

f_{tk} = resistenza caratteristica a rottura della piastra =

5200 (kg/cm²)

d = diametro nominale del bullone =

1,6 (cm)

t = spessore della piastra =

1,0 (cm)

ed i coefficienti k e α si differenziano tra bulloni di bordo e bulloni interni e valgono:

$$k_b = \text{coeff. } k \text{ per bulloni di bordo} = \min \left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right)$$

$$k_i = \text{coeff. } k \text{ per bulloni interni} = \min \left(1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right)$$

$$\alpha_b = \text{coeff. } \alpha \text{ per bulloni di bordo} = \min \left(\frac{e_1}{3 d_0} \cdot \frac{f_{tbk1}}{f_{tk}}, 1 \right)$$

$$\alpha_i = \text{coeff. } \alpha \text{ per bulloni interni} = \min \left(\frac{p_1}{3 d_0} - 0,25; \frac{f_{tbk1}}{f_{tk}}, 1 \right)$$

e_1 , e_2 , p_1 e p_2 sono le distanze illustrate nella fig. 11.6 e inoltre:

d_0 = diametro del foro =

1,7 (cm)

La tab.11.12 riporta le caratteristiche geometriche ed il calcolo delle azioni di progetto.

11.5.3 Verifica di resistenza

11.5.3.1 Piastre imbullonate

Per il rifollamento della piastra la condizione di verifica è espressa da:

$$F_{vEd} \leq F_{bRd}$$

dove F_{vEd} è lo sforzo di taglio agente di progetto (= V_{Ed}).

(1) A favore di sicurezza si assume sempre l'area della parte filettata

Per la resistenza della bullonatura la condizione di verifica è espressa da:

$$\frac{F_{vEd}}{F_{vRd}} + \frac{F_{tEd}}{1,4 F_{tRd}} \leq 1$$

dove F_{tEd} è lo sforzo di trazione di progetto agente sulla bullonatura.

F_{tEd} viene calcolato a partire dai valori del momento agente M_{Ed} e dello sforzo normale N_{Ed} determinando la posizione dell'asse neutro nella sezione parzializzata costituita dalla bullonatura tesa e dalla piastra compressa attraverso la soluzione dell'equazione di equilibrio dei momenti (v. fig. 11.7).

La tab. 11.14 riporta i valori di azioni e resistenze ed i risultati delle condizioni di verifica per le due condizioni di vincolo. Dal loro esame si deduce che entrambe le condizioni di verifica sono sempre largamente soddisfatte.

11.5.3.1 Collegamenti diretti

Ciascun bullone è sollecitato da un'azione di taglio dovuta a due contributi:

$$F_{vEd(V)i} = \text{risultante di taglio nel piano di contatto} = \frac{V_{Ed}}{n_{bv}}$$

$$F_{vEd(M,N)i} = \text{azione di taglio nel piano di contatto dovuta a momento e sforzo normale} = F_{vEd(M)i} + F_{vEd(N)i}$$

dove $F_{vEd(M)i}$ è data dall'equazione di equilibrio:

$$\sum (F_{vEd(M)i}) a_i = M_{Ed}$$

e:

$$F_{vEd(N)i} = \frac{N_{Ed}}{n_{bn}}$$

con:

a_i = braccio del bullone rispetto al baricentro

n_{bn} = numero dei bulloni resistenti al taglio da sforzo normale

I due contributi vengono infine composti vettorialmente.

La verifica di resistenza della bullonatura viene effettuata con riferimento al bullone più sollecitato, considerando per i due diversi collegamenti i bulloni reagenti alle azioni di tipo diverso (v. figg. 11.4 e 11.5).

La verifica a rifollamento viene effettuata con riferimento all'anima del profilo UPN200 (il cui spessore, pari a 8,5 mm, è inferiore a quello dell'ala del profilo HEA240, pari a 12 mm).

La tab. 11.15 riporta i valori di azioni e resistenze ed i risultati delle condizioni di verifica per le due condizioni di vincolo. Dal loro esame si deduce che entrambe le condizioni di verifica sono sempre largamente soddisfatte.

FIG. 11.1 – PIASTRA TIPO A

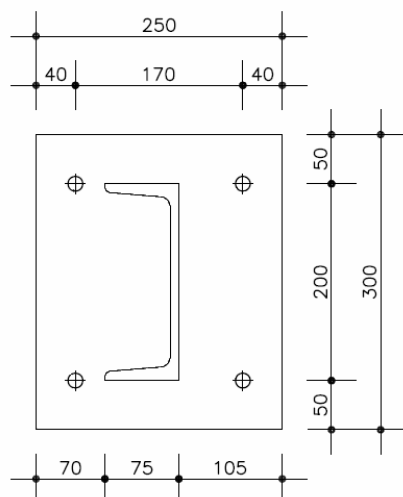


FIG. 11.2 – PIASTRA TIPO B

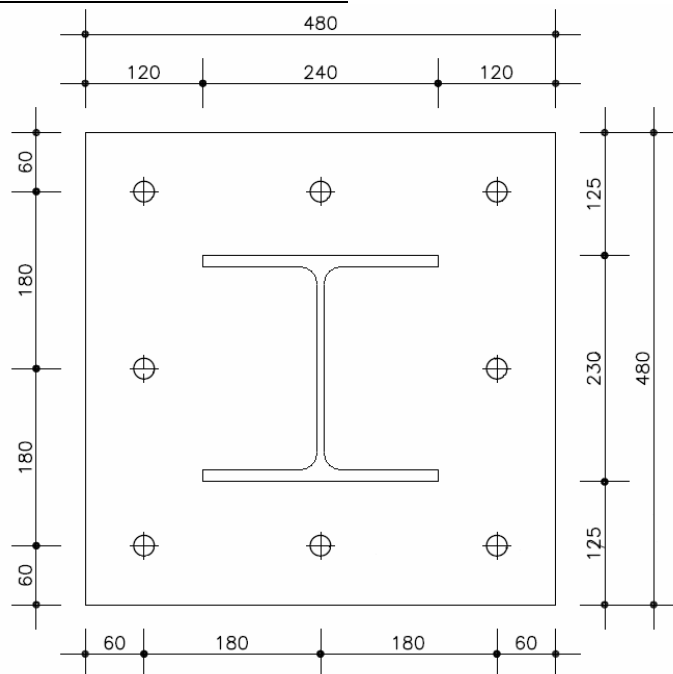


FIG. 11.3 – PIASTRA TIPO C

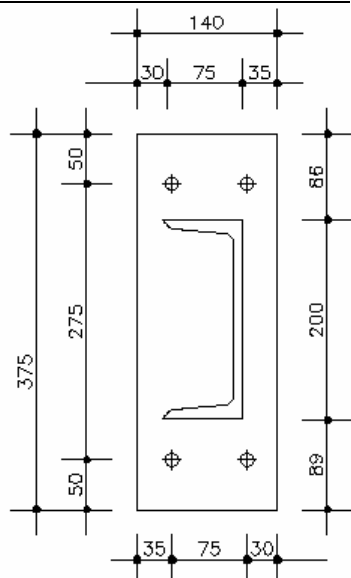


FIG. 11.4 – COLLEGAMENTO DIRETTO PILASTRO-COSCIALE

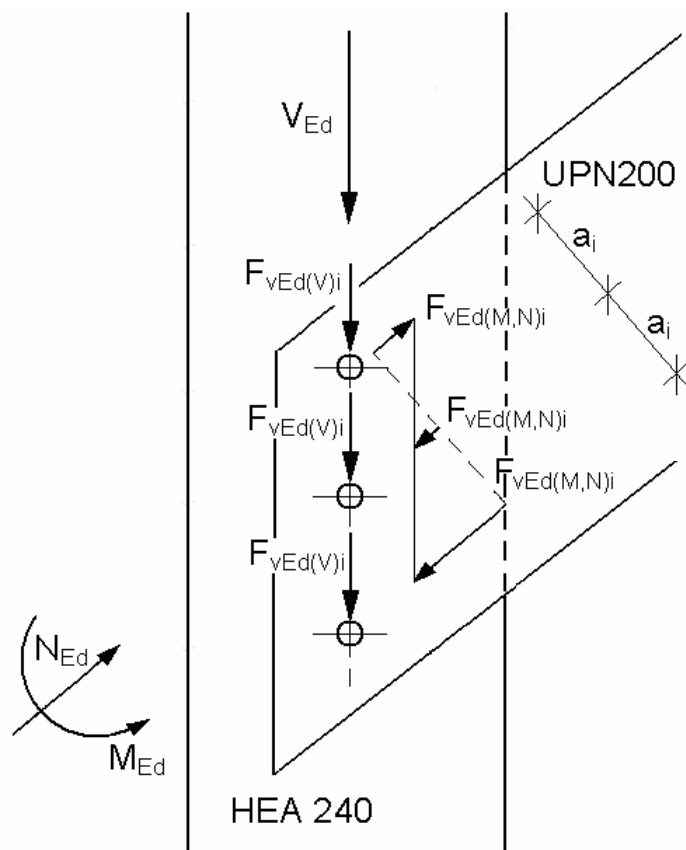


FIG. 11.5 – COLLEGAMENTO DIRETTO PILASTRO-IRRIDIMENTO

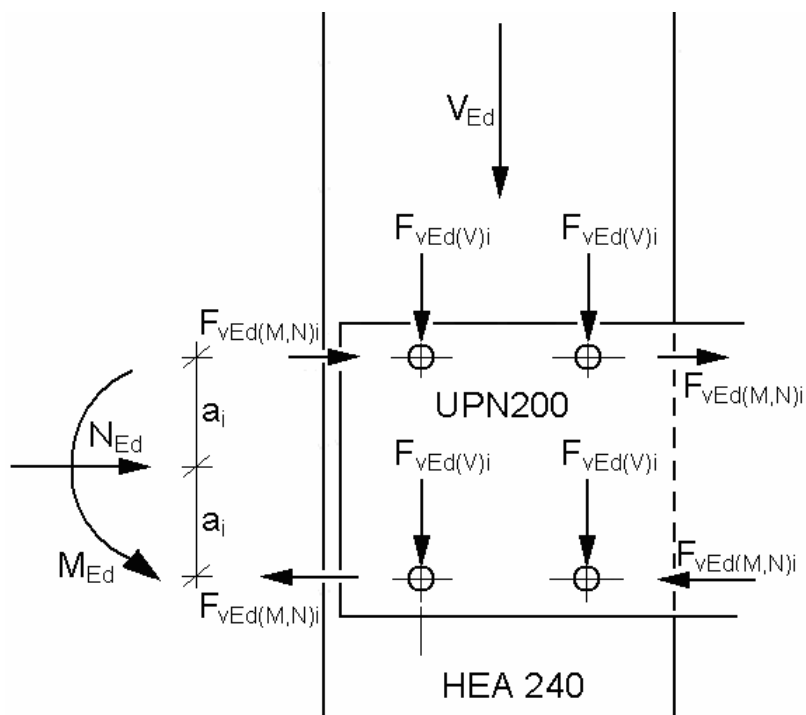


FIG. 11.6 – PIASTRE – DEFINIZIONI DELLE GRANDEZZE GEOMETRICHE

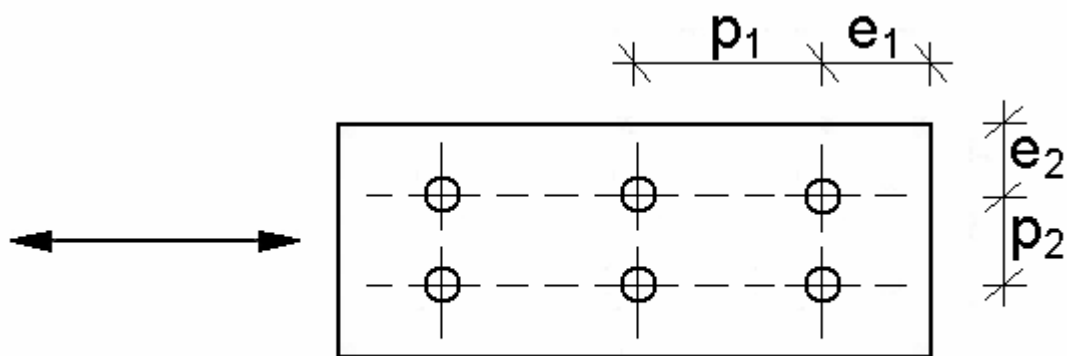
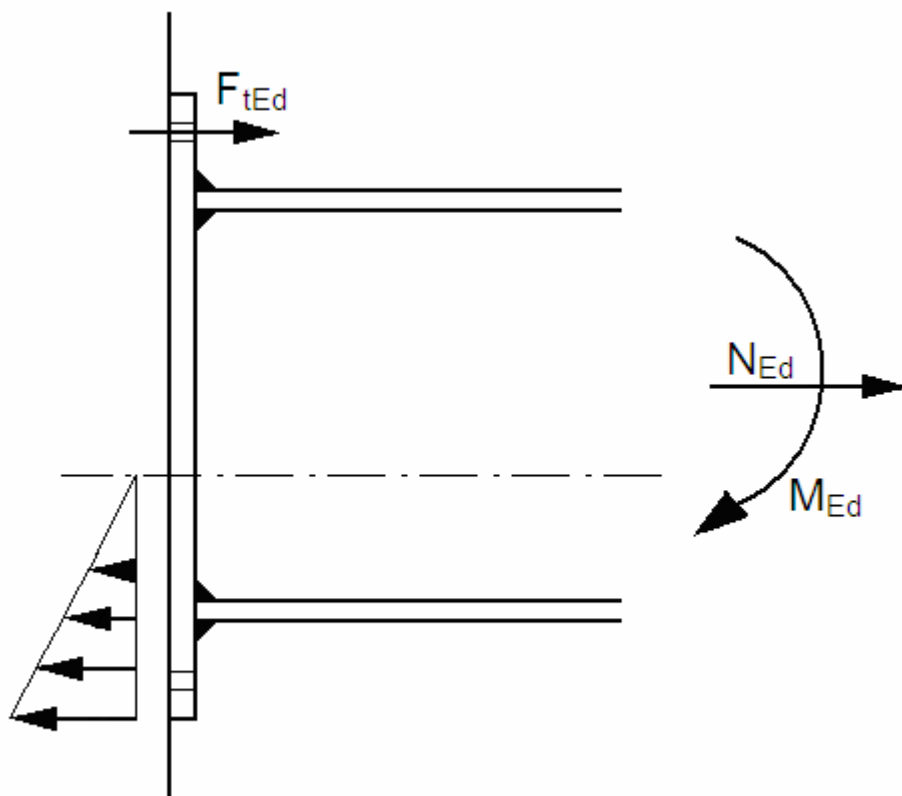
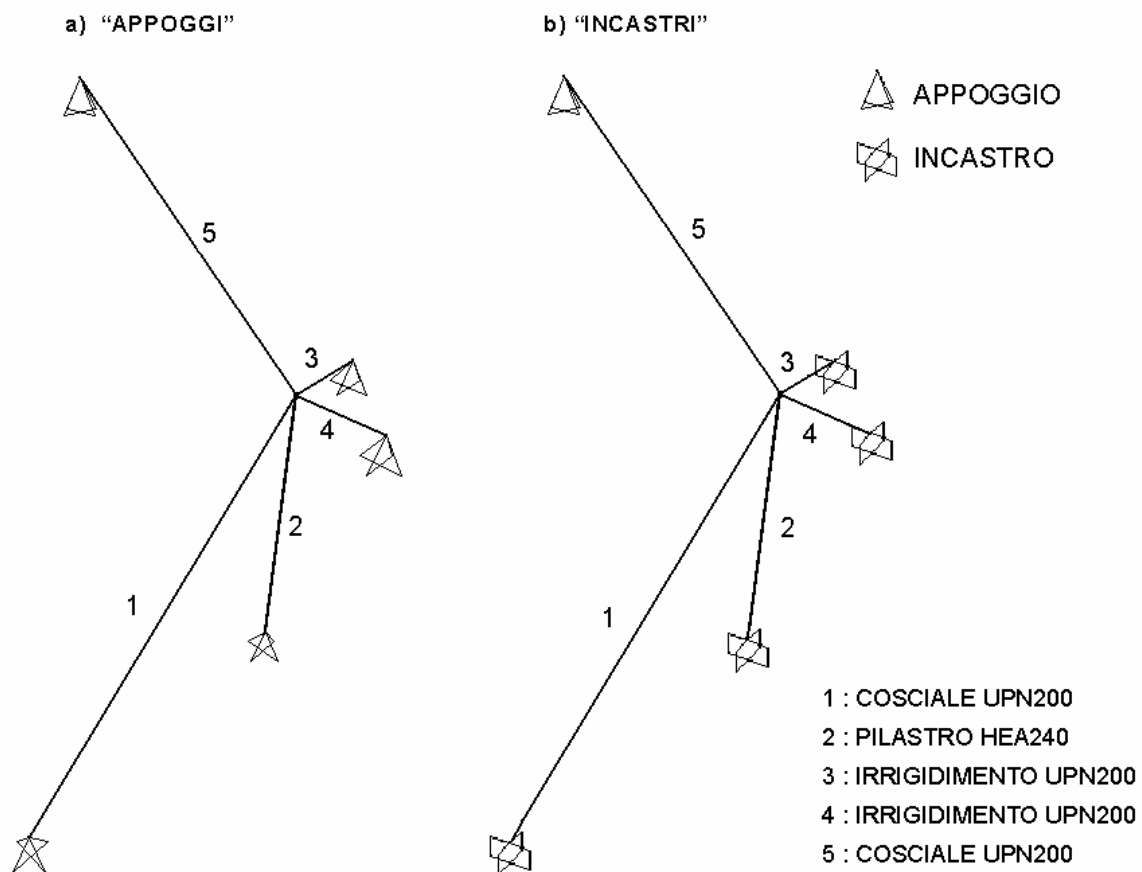
FIG. 11.7 – PIASTRE – DETERMINAZIONE DI F_{tEd} 

FIG. 11.8 – STRUTTURA – SCHEMA GEOMETRICO E STATICO



TAB. 11.1 – PROFILI – GRANDEZZE GEOMETRICHE E STATICHE

Profilo	A (cm ²)	b (cm)	h _w (cm)	t _w (cm)	t _f (cm)	r (cm)	nel piano dell'anima			nel piano delle ali		
							A _{vw} (cm ²)	W _{plw} (cm ³)	i _w (cm)	A _{vf} (cm ²)	W _{plf} (cm ³)	i _f (cm)
HEA240	76,8	24	16,4	0,75	1,2	2,1	25,1	675	10,1	64,5	231	6,0
UPN200 inclinato	42,4	7,5	18,3	0,85	1,39	1,15	24,3	327	9,99	7,9	35,3	2,14
UPN200	32,2	7,5	15,1	0,85	1,15	1,15	17,3	191	7,71	6,5	26,9	2,14

LEGENDA

A = area lorda della sezione
 b = larghezza delle ali
 h_w = altezza dell'anima
 t_w = spessore dell'anima
 t_f = spessore delle ali
 r = raggio di raccordo anima-ala
 A_v = area resistente al taglio
 J = momento d'inerzia
 W_{pl} = modulo resistente plastico
 i = raggio d'inerzia

TAB. 11.2 – PROFILI – DETERMINAZIONE DELLA CLASSE

Profilo	ε (-)	c _w (cm)	t _w (cm)	c _f (cm)	t _f (cm)	parti interne soggette a flessione	piattabande esterne	Classe
						(c _w /t _w)/ε (-)	(c _w /t _w)/ε (-)	
HEA240	0,81	16,4	0,75	9,53	1,2	27,0 < 72	9,8 < 10	2
UPN200 inclinato	0,81	18,3	0,85	5,5	1,39	26,6 < 72	4,9 < 9	1
UPN200	0,81	15,1	0,85	5,5	1,15	21,9 < 72	5,9 < 9	1

LEGENDA

ε = costante di resistenza del materiale (acciaio S355), da tabb. 4.2.I e 4.2.II del rif. 1.2.1.1
 c_w = altezza dell'anima
 t_w = spessore dell'anima.
 c_f = larghezza di un'ala
 t_f = spessore delle ali

TAB. 11.3 – SLU - DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI – VINCOLI ESTERNI: APPOGGI

Asta	x (cm)	N _{Ed} (kg)	V _{Edw} (kg)	V _{Edf} (kg)	M _{Edf} (kgcm)	M _{Edw} (kgcm)
1	0	-717	-368	1	0	0
1	45	-622	-263	1	-25	14090
1	89	-526	-157	1	-50	23470
1	134	-431	-52	1	-75	28140
1	179	-335	54	1	-101	28100
1	223	-240	159	1	-126	23350
1	268	-144	264	1	-151	13890
1	313	-49	370	1	-176	-279
1	357	47	475	1	-201	-19159
1	402	142	581	1	-226	-42749
2	0	-1723	92	-35	0	0
2	135	-1587	92	-35	4689	-12475
2	270	-1452	92	-35	9377	-24950
3	0	329	174	-3	0	0
3	40	329	192	-3	101	-7317
3	80	329	210	-3	202	-15344
4	0	-195	-348	-2	-176	-17628
4	40	-195	-220	-2	-88	-6267
4	80	-195	-93	-2	0	0
5	0	-6	-470	1	271	-24873
5	45	85	-358	1	232	-6118
5	91	176	-246	1	194	7570
5	136	267	-134	1	155	16191
5	181	358	-23	1	116	19744
5	226	449	89	1	77	18230
5	272	540	201	1	39	11649
5	317	631	313	1	0	0

LEGENDA

x = ascissa lungo l'asta

N_{Ed} = sforzo normale agente di progettoV_{Edw} = azione di taglio di progetto nel piano dell'animaV_{Edf} = azione di taglio di progetto nel piano delle aliM_{Edw} = momento agente di progetto nel piano dell'animaM_{Edf} = momento agente di progetto nel piano delle ali

TAB. 11.4 – SLU - DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI – VINCOLI ESTERNI: INCASTRI

Asta	x (cm)	N _{Ed} (kg)	V _{Edw} (kg)	V _{Edf} (kg)	M _{Edf} (kgcm)	M _{Edw} (kgcm)
1	0	-692	-489	1	136	-33.838
1	45	-597	-384	1	90	-14.340
1	89	-501	-278	1	44	447
1	134	-406	-173	1	-2	10.525
1	179	-310	-67	1	-48	15.893
1	223	-215	38	1	-94	16.550
1	268	-119	143	1	-140	12.498
1	313	-24	249	1	-186	3.736
1	357	72	354	1	-232	-9.736
1	402	167	460	1	-278	-27.918
2	0	-1.519	99	-61	-5.368	8.136
2	135	-1.384	99	-61	2.876	-5.226
2	270	-1.248	99	-61	11.119	-18.589
3	0	320	160	-4	-82	117
3	40	320	178	-4	62	-6.645
3	80	320	196	-4	206	-14.116
4	0	-90	-201	-1	-119	-9.221
4	40	-90	-73	-1	-62	-3.746
4	80	-90	54	-1	-5	-3.365
5	0	-52	-472	0	157	-25.437
5	45	39	-360	0	134	-6.601
5	91	129	-248	0	112	7.167
5	136	220	-136	0	89	15.869
5	181	311	-24	0	67	19.502
5	226	402	88	0	45	18.069
5	272	493	199	0	22	11.568
5	317	584	311	0	0	0

LEGENDA

x = ascissa lungo l'asta

N_{Ed} = sforzo normale agente di progettoV_{Edw} = azione di taglio di progetto nel piano dell'animaV_{Edf} = azione di taglio di progetto nel piano delle aliM_{Edw} = momento agente di progetto nel piano dell'animaM_{Edf} = momento agente di progetto nel piano delle ali

TAB. 11.5 – VERIFICHE A TAGLIO

		nel piano dell'anima				nel piano delle ali			
				appoggi	incastri			appoggi	incastri
Asta	Profilo	A_{vw} (cm ²)	V_{cRdw} (kg)	V_{Edw} (kg)	V_{Edw} (kg)	A_{vf} (cm ²)	V_{cRdf} (kg)	V_{Edf} (kg)	V_{Edf} (kg)
1	UPN200 inclinato	24,3	48.400	581	489	11,3	22.500	1	1
2	HEA240	25,1	50.000	92	99	52,2	103.900	35	61
3	UPN200	17,3	34.300	210	196	6,5	13.000	3	4
4	UPN200	17,3	34.300	348	201	6,5	13.000	2	1
5	UPN200 inclinato	24,3	48.400	470	472	11,3	22.500	1	0

LEGENDA A_{vw} = area resistente al taglio nel piano dell'anima V_{cRdw} = resistenza di progetto a taglio nel piano dell'anima V_{Edw} = azione di taglio di progetto nel piano dell'anima A_{vf} = area resistente al taglio nel piano delle ali V_{cRdf} = resistenza di progetto a taglio nel piano delle ali V_{Edf} = azione di taglio di progetto nel piano delle ali

TAB. 11.6 – VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE BIASSIALE

						appoggi			incastri		
Asta	Profilo	W_{plw} (cm ³)	M_{plw} (kgcm)	W_{plf} (cm ³)	M_{plf} (kgcm)	M_{Edw} (kgcm)	M_{Edf} (kgcm)	$\frac{M_{Edw}}{M_{plw}} + \frac{M_{Edf}}{M_{plf}}$ (-)	M_{Edw} (kgcm)	M_{Edf} (kgcm)	$\frac{M_{Edw}}{M_{plw}} + \frac{M_{Edf}}{M_{plf}}$ (-)
1	UPN200 inclinato	402	1.386.000	76,7	264.000	42.749	226	0,03	33.838	278	0,03
2	HEA240	745	2.568.000	352	1.214.000	24.950	9.377	0,02	18.589	11.119	0,02
3	UPN200	228	786.000	51,8	179.000	15.334	202	0,02	14.116	206	0,02
4	UPN200	228	786.000	51,8	179.000	17.628	176	0,02	9.221	119	0,01
5	UPN200 inclinato	402	1.386.000	76,7	264.000	24.973	271	0,02	25.437	157	0,02

LEGENDA W_{plw} = modulo di resistenza plastico nel piano dell'anima M_{plw} = momento resistente plastico di progetto nel piano dell'anima W_{plf} = modulo di resistenza plastico nel piano delle ali M_{plf} = momento resistente plastico di progetto nel piano delle ali M_{Edw} = momento agente di progetto nel piano dell'anima M_{Edf} = momento agente di progetto nel piano delle ali

TAB. 11.7 – VERIFICHE DELLA STABILITÀ – VINCOLI ESTERNI: APPOGGI - CALCOLO DELLE GRANDEZZE AUSILIARIE

Asta	Profilo	A (cm ²)	I (cm)	nel piano dell'anima							nel piano delle ali						
				i_w (cm)	α_w (-)	λ_w (-)	N_{crw} (t)	λ_w^* (-)	Φ_w (-)	χ_w (-)	i_f (cm)	α_f (-)	λ_f (-)	N_{crf} (kg)	λ_f^* (-)	Φ_f (-)	χ_f (-)
1	UPN200 inclinato	42,4	402	9,99	0,49	32	848	0,43	0,65	0,88	2,14	0,49	150	39	1,98	2,90	0,20
2	HEA240	76,8	270	10,1	0,34	21	3.480	0,28	0,55	0,97	6,00	0,49	36	1.228	0,48	0,68	0,86
3	(*)																
4	UPN200	32,2	80	7,71	0,49	8	9.685	0,11	0,48	1,00	2,14	0,49	30	746	0,40	0,63	0,90
5	UPN200 inclinato	42,4	317	9,99	0,49	25	1.364	0,34	0,59	0,93	2,14	0,49	119	63	1,56	2,05	0,30

LEGENDA

A = area della sezione
 I = lunghezza dell'asta
 i_w = raggio d'inerzia nel piano dell'anima
 α_w = coefficiente di imperfezione nel piano dell'anima
 λ_w = snellezza nel piano dell'anima
 N_{crw} = carico critico euleriano nel piano dell'anima
 λ_w^* = snellezza dimensionale nel piano dell'anima
 Φ_w = coefficiente di riduzione nel piano dell'anima
 χ_w = coefficiente di riduzione nel piano dell'anima
 i_f = raggio d'inerzia nel piano delle ali
 α_f = coefficiente di imperfezione nel piano delle ali
 λ_f = snellezza nel piano delle ali
 N_{crf} = carico critico euleriano nel piano delle ali
 λ_f^* = snellezza dimensionale nel piano delle ali
 Φ_f = coefficiente di riduzione nel piano delle ali
 χ_f = coefficiente di riduzione nel piano delle ali

(*) asta tesa

TAB. 11.8 – VERIFICHE DELLA STABILITÀ – VINCOLI ESTERNI: APPOGGI - RIEPILOGO

Asta	Profilo	A	χ_{\min}	W_{plw}	W_{plf}	N_{crw}	N_{crf}	N_{Ed}	$M_{Edw\ eq}$	$M_{Edf\ eq}$	$\left[\frac{N_{Ed}}{\chi_{\min} A} + \frac{M_{Edw\ eq}}{W_{plw} (1 - N_{Ed}/N_{crw})} + \frac{M_{Edf\ eq}}{W_{plf} (1 - N_{Ed}/N_{crf})} \right] \frac{\gamma_M}{f_{yk}}$
		(cm ²)	(-)	(cm ³)	(cm ³)	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	
1	UPN200 inclinato	42,4	0,20	402	76,7	848000	39000	717	8951	147	0,03 < 1
2	HEA240	76,8	0,86	745	352	3480000	1228000	1723	16218	6095	0,02 < 1
3	(*)										
4	UPN200	32,2	0,90	228	51,8	9685000	746000	195	10354	114	0,02 < 1
5	UPN200 inclinato	42,4	0,30	402	76,7	1364000	63000	6	6889	176	0,01 < 1

LEGENDA

A = area della sezione

 χ_{\min} = coefficiente di riduzione minimo W_{plw} = modulo resistente plastico nel piano dell'anima W_{plf} = modulo resistente plastico nel piano delle ali N_{crw} = carico critico euleriano nel piano dell'anima N_{crf} = carico critico euleriano nel piano delle ali N_{Ed} = sforzo normale agente di progetto $M_{Edw\ eq}$ = momento agente equivalente di progetto nel piano dell'anima $M_{Edf\ eq}$ = momento agente equivalente di progetto nel piano delle ali

(*) asta tesa

TAB. 11.9 – VERIFICHE DELLA STABILITÀ – VINCOLI ESTERNI: INCASTRI - CALCOLO DELLE GRANDEZZE AUSILIARIE

				nel piano dell'anima							nel piano delle ali						
Asta	Profilo	A	I	i _w	α _w	λ _w	N _{crw}	λ _w [*]	Φ _w	χ _w	i _f	α _f	λ _f	N _{crf}	λ _f [*]	Φ _f	χ _f
		(cm ²)	(cm)	(cm)	(-)	(-)	(t)	(-)	(-)	(-)	(cm)	(-)	(-)	(kg)	(-)	(-)	(-)
1	UPN200 inclinato	42,4	402	9,99	0,49	28	1.107	0,37	0,61	0,91	2,14	0,49	131	51	1,73	2,38	0,25
2	HEA240	76,8	270	10,1	0,34	19	4.545	0,25	0,54	0,98	6,00	0,49	32	1.604	0,42	0,64	0,89
3	(*)																
4	UPN200	32,2	80	7,71	0,49	7	12650	0	0,48	1,00	2,14	0,49	26	975	0,35	0,60	0,93
5	UPN200 inclinato	42,4	317	9,99	0,49	25	1.364	0,34	0,59	0,93	2,14	0,49	119	63	1,56	2,05	0,30

LEGENDA

A = area della sezione
 I = lunghezza dell'asta
 i_w = raggio d'inerzia nel piano dell'anima
 α_w = coefficiente di imperfezione nel piano dell'anima
 λ_w = snellezza nel piano dell'anima
 N_{crw} = carico critico euleriano nel piano dell'anima
 λ_w = snellezza dimensionale nel piano dell'anima
 Φ_w = coefficiente di riduzione nel piano dell'anima
 χ_w = coefficiente di riduzione nel piano dell'anima
 i_f = raggio d'inerzia nel piano delle ali
 α_f = coefficiente di imperfezione nel piano delle ali
 λ_f = snellezza nel piano delle ali
 N_{crf} = carico critico euleriano nel piano delle ali
 λ_f = snellezza dimensionale nel piano delle ali
 Φ_f = coefficiente di riduzione nel piano delle ali
 χ_f = coefficiente di riduzione nel piano delle ali

(*) asta tesa

TAB. 11.10 – VERIFICHE DELLA STABILITÀ – VINCOLI ESTERNI: INCASTRI - RIEPILOGO

Asta	Profilo	A	χ_{\min}	W_{plw}	W_{plf}	N_{crw}	N_{crf}	N_{Ed}	$M_{Edw\ eq}$	$M_{Edf\ eq}$	$\left[\frac{N_{Ed}}{\chi_{\min} A} + \frac{M_{Edw\ eq}}{W_{plw} (1 - N_{Ed}/N_{crw})} + \frac{M_{Edf\ eq}}{W_{plf} (1 - N_{Ed}/N_{crf})} \right] \frac{\gamma_M}{f_{yk}}$
		(cm ²)	(-)	(cm ³)	(cm ³)	(kg)	(kg)	(kg)	(kgcm)	(kgcm)	
1	UPN200 inclinato	42,4	0,25	402	76,7	1107000	51000	692	3404	92	0,02 < 1
2	HEA240	76,8	0,89	745	352	4545000	1604000	1519	6794	3738	0,01 < 1
3	(*)										
4	UPN200	32,2	0,93	228	51,8	12650000	975000	69	7078	81	0,01 < 1
5	UPN200 inclinato	42,4	0,30	402	76,7	1364000	63000	52	6522	102	0,01 < 1

LEGENDA

A = area della sezione

 χ_{\min} = coefficiente di riduzione minimo W_{plw} = modulo resistente plastico nel piano dell'anima W_{plf} = modulo resistente plastico nel piano delle ali N_{crw} = carico critico euleriano nel piano dell'anima N_{crf} = carico critico euleriano nel piano delle ali N_{Ed} = sforzo normale agente di progetto $M_{Edw\ eq}$ = momento agente equivalente di progetto nel piano dell'anima $M_{Edf\ eq}$ = momento agente equivalente di progetto nel piano delle ali

(*) asta tesa

TAB. 11.11 – VERIFICHE DELLE DEFORMAZIONI – RIEPILOGO

Asta	l	Appoggi		Incastri	
		f	f/l	f	f/l
	(cm)	(cm)	(-)	(cm)	(-)
1	402	0,052	1/8000	0,005	1/78000
2	270	0,008	1/35000	0,003	1/93000
3	80	0,002	1/53000	0,001	1/118000
4	80	0,002	1/47000	0,000	1/325000
5	317	0,025	1/13000	0,005	1/47000

LEGENDA

l = lunghezza

f = freccia

TAB. 11.12 – PIASTRE – CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E CALCOLO DELLE RESISTENZE DI PROGETTO

Piastra	bulloni a taglio		bulloni a trazione		bulloni di bordo					bulloni interni					F _{bRd} (kg)
	n _{bv} (-)	F _{vRd} (kg)	n _{bt} (-)	F _{tRd} (kg)	n _{bb} (-)	e ₂ (cm)	p ₂ (cm)	k _b (-)	α _b (-)	n _{bi} (-)	e ₁ (cm)	p ₁ (cm)	k _i (-)	α _i (-)	
A	4	24.567	2	18.426	2	4	17	2,5	0,98	2	5	20	2,5	1,00	31.137
B	8	49.135	3	27.638	3	6	15	2,5	1,00	5	6	20	2,5	1,00	31.427
C	4	24.567	2	18.426	2	4	17	2,5	0,98	2	5	20	2,5	1,00	31.137

LEGENDA

n_{bv} = numero dei bulloni resistenti a taglio
 F_{vRd} = resistenza di progetto a taglio della bullonatura
 n_{bt} = numero dei bulloni resistenti a trazione
 F_{tRd} = resistenza di progetto a trazione della bullonatura
 n_{bb} = numero dei bulloni di bordo
 e₂ = distanza bulloni di bordo – bordo libero (in direzione ortogonale alla forza)
 p₂ = interasse bulloni di bordo – bulloni interni (in direzione ortogonale alla forza)
 k_b = coeff. k per bulloni di bordo
 α_b = coeff. α per bulloni di bordo
 e₁ = distanza bulloni di bordo – bordo libero (in direzione parallela alla forza)
 p₁ = interasse bulloni di bordo – bulloni interni (in direzione parallela alla forza)
 k_i = coeff. k per bulloni interni
 α_i = coeff. α per bulloni interni
 F_{bRd} = resistenza di progetto a rifollamento della piastra

TAB. 11.13 – NODI DI COLLEGAMENTO TRA ASTE – CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E CALCOLO DELLE RESISTENZE DI PROGETTO

Collegamento	bulloni a taglio		bulloni di bordo					bulloni interni					F _{bRd} (kg)
	n _{bv} (-)	F _{vRd} (kg)	n _{bb} (-)	e ₂ (cm)	p ₂ (cm)	k _b (-)	α _b (-)	n _{bi} (-)	e ₁ (cm)	p ₁ (cm)	k _i (-)	α _i (-)	
Pilastro-cosciale	3	18.425	2	3,1	7	2,5	0,36	1	3,1	7	2,5	0,36	15.276
Pilastro-irrigidimento	4	24.567	2	4	10	2,5	0,53	2	4	10	2,5	0,53	29.985

LEGENDA

n_{bv} = numero dei bulloni resistenti a taglio
 F_{vRd} = resistenza di progetto a taglio della bullonatura
 n_{bt} = numero dei bulloni resistenti a trazione
 F_{tRd} = resistenza di progetto a trazione della bullonatura
 n_{bb} = numero dei bulloni di bordo
 e₂ = distanza bulloni di bordo – bordo libero (in direzione ortogonale alla forza) (1)
 p₂ = interasse bulloni di bordo – bulloni interni (in direzione ortogonale alla forza) (1)
 k_b = coeff. k per bulloni di bordo
 α_b = coeff. α per bulloni di bordo
 e₁ = distanza bulloni di bordo – bordo libero (in direzione parallela alla forza) (1)
 p₁ = interasse bulloni di bordo – bulloni interni (in direzione parallela alla forza) (1)
 k_i = coeff. k per bulloni interni
 α_i = coeff. α per bulloni interni
 F_{bRd} = resistenza di progetto a rifollamento della piastra

NOTE

- (1) A largo favore di sicurezza si assume la minima distanza assoluta dal bordo indipendentemente dalla direzione della forza, e trascurando il contributo alla resistenza fornito dalle ali del profilo

TAB. 11.14 – PIASTRE - VERIFICHE DI RESISTENZA - RIEPILOGO

Asta	Piastra	M_{Ed} (kgcm)	N_{Ed} (kg)	F_{tEd} (kg)	F_{vRd} (kg)	F_{tRd} (kg)	$\frac{F_{vEd}}{F_{vRd}} + \frac{F_{tEd}}{1,4 F_{tRd}}$	F_{vEd} (kg)	F_{bRd} (kg)
VINCOLI ESTERNI: APPOGGI									
1	A	0	-717	0	24.567	18.426	0,01 < 1	368 <	31.137
2	B	0	-1723	0	49.135	27.638	0,00 < 1	92 <	31.427
3	A	0	329	0	24.567	18.426	0,01 < 1	174 <	31.137
4	A	0	-195	0	24.567	18.426	0,00 < 1	93 <	31.137
1	C	42.749	142	1443	24.567	18.426	0,08 < 1	581 <	31.137
3	C	15.344	329	671	24.567	18.426	0,03 < 1	210 <	31.137
VINCOLI ESTERNI: INCASTRI									
1	A	33.838	-692	1007	24.567	18.426	0,06 < 1	489 <	31.137
2	B	8.136	-1.519	0	49.135	27.638	0,00 < 1	99 <	31.427
3	A	117	320	0	24.567	18.426	0,01 < 1	160 <	31.137
4	A	3.365	-90	88	24.567	18.426	0,01 < 1	54 <	31.137
1	C	27.918	167	983	24.567	18.426	0,06 < 1	460 <	31.137
3	C	14.116	320	627	24.567	18.426	0,03 < 1	196 <	31.137

LEGENDA M_{Ed} = momento agente di progetto N_{Ed} = sforzo normale agente di progetto (-: compressione; +: trazione) F_{tEd} = sforzo di trazione di progetto agente sulla bullonatura F_{vEd} = sforzo di taglio di progetto agente sulla bullonatura F_{vRd} = resistenza di progetto a taglio della bullonatura F_{tRd} = resistenza di progetto a trazione della bullonatura F_{bRd} = resistenza di progetto a rifollamento della piastra

TAB. 11.15 – NODI DI COLLEGAMENTO TRA ASTE - VERIFICHE DI RESISTENZA - RIEPILOGO

Collegamento	$F_{vEd(V)}$ (kg)	$F_{vEd(M)}$ (kg)	$F_{vEd(N)}$ (kg)	F_{vRd} (kg)	$\frac{F_{vEd}}{F_{vRd}}$ (-)	F_{vEd} (kg)	F_{bRd} (kg)
VINCOLI ESTERNI: APPOGGI							
Pilastro-cosciale	1	21	47	6.142	0,01 < 1	68	< 5.092
Pilastro-irrigidimento	1	9	49	6.142	0,00 < 1	58	< 7.946
VINCOLI ESTERNI: INCASTRI							
Pilastro-cosciale	0	25	56	6.142	0,01 < 1	81	< 5.092
Pilastro-irrigidimento	0	6	23	6.142	0,00 < 1	29	< 7.946

LEGENDA

- $F_{vEd(V)}$ = risultante di taglio nel piano di contatto
 $F_{vEd(M)}$ = azione di taglio nel piano di contatto dovuta a momento
 $F_{vEd(N)}$ = azione di taglio nel piano di contatto dovuta a sforzo normale
 F_{vEd} = sforzo di taglio di progetto agente sul bullone
 F_{vRd} = resistenza di progetto a taglio del bullone
 F_{bRd} = resistenza di progetto a rifollamento della piastra (per 1 bullone)